



TITLE:

高層建築物に用いる連層耐震壁の
曲げ耐力と変形性能評価および配
筋ディテールに関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

阪井, 由尚

CITATION:

阪井, 由尚. 高層建築物に用いる連層耐震壁の曲げ耐力と変形性能評価
および配筋ディテールに関する研究. 京都大学, 2012, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2012-03-26

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k16837>

RIGHT:

高層建築物に用いる連層耐震壁の
曲げ耐力と変形性能評価
および配筋ディテールに関する研究

阪井 由尚

目 次

第1章 序論	
1-1 本研究の背景	… 1
1-2 既往の研究	… 4
1.2.1 等側圧下のコンクリートの構成関係	… 4
1.2.2 拘束機構	… 5
1.2.3 圧縮強度および圧縮強度時ひずみに与える諸要因の影響	… 6
1.2.4 寸法効果	… 10
1.2.5 形状効果	… 15
1.2.6 コンファインドコンクリートの解析的研究	… 15
1-3 本研究の概要	… 19
参考文献	
第2章 コンファインドコンクリートにおける角形横補強筋の拘束機構	
2-1 はじめに	… 43
2-2 実験概要	… 44
2-3 横補強筋における M-N Interaction 算定方法	… 47
2-4 角形横補強筋の拘束機構	… 50
2.4.1 横補強筋形状の影響（実験 A）	… 50
2.4.1.1 試験体 ANS の場合	… 50
2.4.1.2 試験体 A1S の場合	… 52
2.4.1.3 試験体 A2S の場合	… 53
2.4.1.4 試験体 ADS の場合	… 53
2.4.1.5 試験体 AOS の場合	… 54
2.4.2 サブフープ（タイ）の詳細の影響（実験 B）	… 55
2.4.2.1 サブタイの脚間距離の影響	… 55
2.4.2.2 サブフープの断面積および降伏強度の影響	… 57
2.4.2.3 サブタイの端部詳細の影響	… 58
2-5 まとめ	… 59
参考文献	

第3章	高強度材料による円形コンファインドの強度・変形特性	
3-1	はじめに	… 62
3-2	実験概要	… 63
3-3	実験結果および考察	… 65
3.3.1	圧縮軸応力ー軸ひずみー横補強筋ひずみ関係	… 65
3.3.2	横補強筋の作用軸力	… 67
3.3.3	横補強筋破断時軸ひずみ	… 70
3-4	強度・変形特性推定式の誘導	… 71
3.4.1	圧縮強度についての係数 κ_F	… 72
3.4.2	圧縮強度時ひずみ, および応力下降勾配に についての係数 κ_ε および κ_E	… 74
3.5	まとめ	… 76
	参考文献	
第4章	コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式	
4-1	はじめに	… 81
4-2	提案推定式	… 82
4.2.1	誘導方針	… 82
4.2.2	基本の円形コンファインドコンクリートの推定式	… 82
4.2.3	横補強筋形状の影響を考慮するための係数	… 82
4.2.4	提案推定式	… 83
4-3	提案推定式における各種要因の影響度	… 84
4.3.1	円形コンファインドコンクリートの場合	… 84
4.3.2	角形コンファインドコンクリートの場合	… 86
4.3.3	強度・変形特性の推定例	… 87
4-4	推定式の適合性	… 89
4.4.1	圧縮強度	… 91
4.4.2	圧縮強度時ひずみ度	… 91
4.4.3	応力下降勾配	… 91
4.5	まとめ	… 93
	参考文献	

第5章	高強度コンクリートの応力－ひずみ関係に基づく L 型連層耐震壁の曲げ耐力と変形性能評価	
5-1	はじめに	・・・ 97
5-2	コンファインドコンクリートの応力－ひずみ関係	・・・ 98
5-3	実験概要	・・・101
5.3.1	試験体	・・・101
5.3.2	使用材料	・・・102
5.3.3	加力方法	・・・102
5-4	実験結果	・・・104
5.4.1	破壊性状	・・・104
5.4.2	壁脚部の主筋ひずみ分布	・・・106
5.4.3	拘束筋およびコンクリートのひずみ分布	・・・107
5-5	曲げ耐力と変形性能について	・・・109
5-6	まとめ	・・・117
	参考文献	
第6章	高層建築物に用いる連層耐震壁の配筋ディテールの提案	
6-1	はじめに	・・・120
6-2	建物概要	・・・121
6-3	解析モデル	・・・121
6.3.1	立体架構解析モデル	・・・121
6.3.2	L 型連層耐震壁モデル	・・・122
6-4	設計クライテリアおよび設計フロー	・・・123
6-5	解析ケース	・・・126
6-6	解析結果	・・・128
6.6.1	連層耐震壁の M－ ϕ 関係	・・・128
6.6.2	時刻歴応答解析結果	・・・132
6.6.3	連層耐震壁に生じる各部の応力	・・・134
6-7	配筋ディテールについて	・・・141
6-8	まとめ	・・・144
	参考文献	

第7章 結論	...	146
發表論文		
謝辭		

第 1 章 序論

第1章 序論

1-1 本研究の背景

今日、わが国においても40階を超えるような超高層鉄筋コンクリート造建築物や中・低層の大スパン建築物が数多く建設されるようになってきている。使用するコンクリートについても設計基準強度で最高160N/mm²のものまで採用されるに至っている。その中でも、約10年ほど前からスケルトン・インフィル方式などを採用した設計自由度の高い空間を有する建物のニーズが高まってきており、このような建物を実現する架構形式の1つとして、例えば、建物のコア部分を利用し、連層耐震壁を設けた構造形式が考えられる。

このような連層耐震壁は、地震時における負担せん断力が大きく、また脚部には大きな曲げモーメントが作用する。そのため、せん断耐力のみではなく、曲げ靱性能も十分確保することが必要となる。

この連層耐震壁の曲げ靱性能を向上させる手法としては、圧縮領域となる壁端部コンクリートを横補強筋で有効に拘束した、いわゆるコンファインド効果に期待することにより、大変形時においても靱性能を改善させるられることがよく知られている。また、高層建物に使用するため、コンクリート強度も比較的大きい材料が必要となる。近年においては、高強度材料を使用した実験が数多く行われるようになり、高強度コンクリートに関するデータが蓄積されるようになってきた。しかしながら、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」や「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」などで示されるコンクリート強度の適用範囲は、材料、品質、製造など施工面の問題点も考慮して、設計基準強度 $F_c=60\text{N/mm}^2$ までとしている。それ以上の高強度コンクリートを使用する際には、高強度材料を用いたRC部材を対象とした実験的、解析的研究をここ数年数多くなされてきているものの、いまだ十分とは言えず、その力学的特性に関し未解明な部分が多い。特に、超高強度コンクリートが必要とされるのは、主に超高層RC造建築物における柱部材だと考えられるが、コンクリート強度は大きくなるにつれ、圧縮強度以降の強度低下が著しく、脆性的な破壊性状を示すため、柱部材に高強度材料の使用を計画する際には注意を要する。このように地震時に大きな変動軸力と曲げが作用する柱部材に高強度材料の使用を計画し、部材の靱性能を評価するには、その設計時の基礎データとなるコンクリートの応力—ひずみ曲線の評価が重要となってくる。

一方で、コンクリートを横補強筋で拘束したいいわゆるコンファインドコンクリートは、本来脆性的な材料であるプレーンコンクリートを非常に粘り強いものとし、繰り返しの対しても優れた力学的挙動を示すことが知られている。また、1986年に刊行された「プレストレスト鉄筋コンクリート構造設計・施工指針・同解説」では、コンファインドコンクリートをP R C構造梁部材の曲げ圧縮部に適用することで同部材の靱性が飛躍的に向上し、繰り返しに対する安定性も増すことが実験的及び解析的にも示されており、同指針中に断面靱性改善の有効な手法として取り上げられている。さらには、「終局強度型耐震設計指針（案）」においても、ヒンジ部分の変形能力を確保する方法としてコンファインドコンクリートの利用が大変効果的であるとされている。

断面靱性改善の有効な手法を確立するための基礎となるコンファインドコンクリートの強度・変形特性は、普通強度の材料を用いる場合については、明らかにされてきた。近年注目されてきた高強度材料を用いる場合、横補強筋が降伏せず、予測されるほどの横拘束効果が期待できない等、普通強度の場合とは異なる性状を示すことが指摘されてきてはいるものの、その拘束効果について未だ十分に解明されていない。

またコンファインドコンクリートの強度・変形特性は、本質的に受動的拘束であることから、コンクリートが横補強筋によって受ける拘束応力に依存する状況は使用材料の力学特性および横補強筋の配筋詳細などと密接に関係する。

まず本研究では、以上の問題点を整理するために、単調単軸載荷による実験に基づき、材料強度、横補強筋形状の如何にかかわらず算定できるコンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式の誘導を試みる。

また本研究は、超高層建物を対象として、高強度コンクリート材料を使用する連層耐震壁部材を、実構造物へ適用するための設計手法の確立を目的としている。

一般的に柱部材の曲げ解析においては、単調単軸載荷に基づく実験から得られたコンクリートの応力-ひずみ関係を用いる。しかし、滝口らは、圧縮と曲げとせん断を受ける柱の危険断面では、コンクリートの圧縮特性は必ずしも単調単軸載荷に基づくそれとは異なるとした。その主たる原因は、柱断面内の曲げひずみ勾配にあり、コンクリートの負担する曲げモーメントが大きいほど、コンクリートの圧縮特性に及ぼす影響が大きいとしている^{1.1)}。また、佐藤らも、実験結果から、Prentis 法によって求めたコンクリートの応力-ひずみ関係は、柱断面内の曲げひずみ勾配によって、中心圧縮実験から得られるそれとは異なることを指摘している^{1.2)}。いずれにおいても、このコンクリートの圧縮特性の差異は、断面の曲げ耐力に与える影響は大きい。

本研究で対象としている超高層 RC 建物に適用する連層耐震壁部材は、一般的なラーメン構造の柱部材とは異なり、連層耐震壁部材の反曲点高さは大きく、地震時には大きな曲げモーメント、せん断力および変動軸力が作用する。そのため、大地震時においても連層耐震壁部材の靱性の確保は不可欠である。連層耐震壁部材を曲げ変形性能評価を行う際には、圧縮曲げが作用するコンクリートの応力-ひずみ関係の評価が重要である。そのためには、曲げひずみ勾配、高さ方向における曲げモーメント勾配の影響、および塑性ヒンジ長さの評価などもあわせて考慮する必要がある。しかしながら、以上の問題点を整理し、超高層 RC 建物に適用する連層耐震壁部材の靱性能を確保する設計手法については、まだ十分に示されてはいない。

以上より、本研究では、30 層程度の超高層 RC 造建物を対象とした曲げせん断実験を実施することとした。その上で、実験結果と曲げ解析との比較検討を行い、連層耐震壁部材の曲げ解析に適用できるコンクリートの応力-ひずみ関係を提案する。また、連層耐震壁部材を超高層 RC 建物への実用化に向けて、立体架構モデルによるケーススタディを行い、連層耐震壁部材の靱性能を確保するための設計手法、および連層耐震壁端部における柱型部の拘束量、拘束範囲、主筋量などの配筋ディテールを示すものである。

1-2 既往の研究

本節では、コンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係の研究に先立ち、以下の関連する既往の研究を整理する。すなわち、コンファインドコンクリートの圧縮強度および圧縮強度時ひずみに及ぼす諸要因の影響、寸法効果および形状効果に関する既往の研究を整理する。

コンファインドコンクリートとは、圧縮応力下での横方向変形をフープ筋やスターラップ筋により拘束し、圧縮強度および靱性を改善したコンクリートのことである。コンファインドコンクリートは横拘束されていないコンクリート（以下、プレーンコンクリート）に比べ、内部のコンクリートに三軸圧縮の状態を作り出すので、圧縮強度だけでなく靱性も改善される。以下、コンファインドコンクリートの圧縮性状に与える、横補強筋の配筋間隔および降伏強度、コンクリートの強度および種類などの影響について述べる。

1-2-1 等側圧下のコンクリートの構成則

コンファインドコンクリートには、一様側圧に換算すると、比較的低側圧が作用する。ここでは、一様な低側圧から高側圧下でのコンクリートの構成則を見ていく。

等側圧かつ低側圧下のコンクリートの応力-ひずみ関係に関しては、表 1.1(文献 1.3)に加筆・修正)に示すように各研究者^{1.4~1.8)}によって実験的に求められている。これらの実験は、低側圧(1~2MPa)から高側圧(数 10MPa)までを実験変数としている。

畑中ら^{1.7)}は、図 1.1 に示す装置を用い、0~2MPa 程度の 2 方向に均等な低側圧が普通コンクリートに作用する場合の実験を行った。そのときのコンクリートの平均軸応力-ひずみ関係の一例を図 1.2 に示す。実験結果より、側圧が増大することにより、最大圧縮応力およびそのときのひずみが増加することが分かる。特に、同図(a)に示す $H/D=1$ の供試体において、圧縮強度時ひずみの増加および靱性の改善が顕著に見られる。

Imran ら^{1.8)}は、図 1.3 に示す装置を用い、三軸圧縮下の構成関係を数式表示することを目的とした実験を行っている。結果を図 1.4 に示す。構成関係を求めるにあたり、重要な因子として一様側圧下の体積膨張を挙げている。載荷により、コンクリートの内部は損傷を受けて体積膨張を起こすこと、および、その体積膨張は剛性の低下およびひずみ軟化を表していることを示した。

また、Farhad ら^{1.9)}および Shengrui ら^{1.10)}は、破壊基準を求めるための実験的研究を行っている。Farhad らは、コンクリート強度の異なる供試体の一様側圧下の軸圧縮および引張載荷実験を行い(図 1.5(a)参照)、コンクリート強度が普通強度および高強度での結果を比較すると、基準化した圧縮子午線が高強度ほど側圧の増大とともに低下するという点を指摘している(図 1.5(b), (c)参照)。Shengrui らは三軸方向の応力を様々に変動させた実験を行っている(図 1.6(a)参照)。Shengrui らによると、載荷パスの依存性はあまり見受けられないという結果を示している(図 1.6(b), (c)参照)。

1-2-2 拘束機構

コンクリートは圧縮力を受けると内部に微細なクラックを生じ、それに起因して載荷方向に垂直な方向にひずみを生ずる。したがってコンクリートと横補強筋との間には図 1.7^{1.11)}に示すように作用、反作用としての拘束応力が生じ、それによりコンクリートが拘束されると同時に、横補強筋には引張応力および曲げモーメントが生じる。拘束力を受けるとコンクリートは三軸圧縮応力状態となるため、前述した通り、圧縮強度と靱性が改善される。

横補強筋は、一般に一定の間隔をおいて配筋されるため、横補強筋位置とそれ以外ではコンクリートに対する拘束の状態が異なる。すなわち、横補強筋が離散的に配筋されているので、図 1.7(b)のような材軸方向に拘束応力の分布を生じる。そのため、等側圧に比べると拘束効果は低下する。

横補強筋形状には円形と角形があり、それぞれ拘束機構が異なる。図 1.7(c)，(d)および図 1.8^{1.12)}に補強筋形状による拘束機構の違いを示す。円形の場合、コンクリートは一樣な周圧を受け、横補強筋はフープテンション状態となる。横補強筋が降伏した時点での計算側圧 σ_{LY} は式(1.1)により表される^{1.3)}。

$$\sigma_{LY} = \frac{2A_s \sigma_{sy}}{s \cdot D} = \rho_s \cdot \sigma_{sy} = \frac{1}{2} \rho_v \cdot \sigma_{sy} \quad (1.1)$$

ここに、 A_s ：横補強筋の断面積(mm²)， σ_{sy} ：横補強筋の降伏強度(MPa)， s ：横補強筋のピッチ(mm)， D ：供試体の直径(mm)， ρ_s ：横補強筋の面積比， ρ_v ：横補強筋の体積比

実際に計算側圧 σ_{LY} を計算してみる。仮に横補強筋を $\phi 3\text{mm}$ の普通丸鋼とすると、断面積 A_s は 7.07 mm^2 ，降伏強度 σ_{sy} を 300MPa ，配筋間隔 s を 25mm ，供試体の直径 D を 100mm とした場合、約 1.70MPa の低側圧となることがわかる。

これに対し、角形の場合、図 1.7(d)および図 1.8(b)に見られるように外周筋の隅角部、サブタイの脚部位置では横補強筋が横方向変形を直接に拘束するが、それらの間では、外周筋は曲げ変形するため拘束応力は小さくなる。

1-2-3 圧縮強度および圧縮強度時ひずみに与える諸要因の影響

横拘束されたコンクリートの圧縮強度およびその時のひずみは、以下に示すような諸要因の影響を受けることが実験的に分かっている。

- (1) 平均拘束応力
- (2) 横補強筋間隔
- (3) 横補強筋形状
- (4) 横補強筋の降伏強度

(5) コンクリート強度

(6) 養生条件

以下(1)～(6)を見ていく。

(1) 平均拘束応力の影響

プレーンコンクリートに対する横拘束コンクリートの圧縮強度の増分は、平均拘束応力指標(以下、 $\rho_s \cdot \sigma_{sy}$ と示す)が大きいほど大きいことが良く知られている。図 1.9 に示すように、一様拘束応力に近くなる密配筋の普通強度補強筋の場合、圧縮強度の増分は、例えば Richart の式によると $\rho_s \cdot \sigma_{sy}$ の 4.1 倍となる。また、圧縮強度時ひずみの増分も $\rho_s \cdot \sigma_{sy}$ が大きく十分拘束されている場合ほど大きい。

(2) 横補強筋ピッチの影響

Yong ら^{1.15)}は、高強度コンクリートにおいて、および中塚ら^{1.16)}は普通コンクリートにおいて、配筋間隔がそれぞれ供試体断面の一辺以上、供試体断面の一辺に対して 0.7 倍を超えると、拘束効果がほとんど見られないことを実験的に明らかにしている。

(3) 横補強筋形状の影響

横補強筋には円形と角形があると前述した。ここでは拘束応力の一様性が問題となる角形について述べる。円形の場合、横補強筋位置で一様な拘束力を受けているので対象としない。

Burdette ら^{1.21)}は、図 1.11 に示すように、四隅に L 型の鋼材を配置し、それぞれを鉄筋でつなげた場合の拘束効果について調べている。拘束力は、四隅の鋼材から

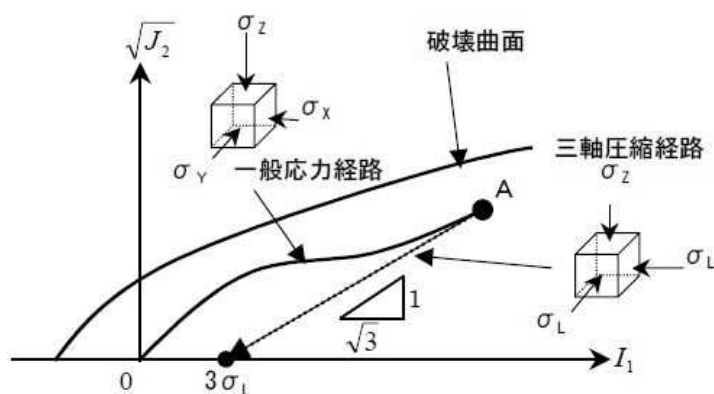
のみ作用するようになっている。通常の帯筋を配筋した場合と比較して、拘束効果は顕著に低下したと報告している。これは、通常の帯筋の場合の拘束力の作用方法（四隅から作用する拘束力及び帯筋の曲げ抵抗による拘束力が作用するメカニズム）と比較すると、四隅のみの場合は、あまり拘束力は期待出来ないことを示していると言える。

また、この拘束効果を拘束効率により表現したのが、図 1.10 である。これは小阪ら^{1.22)}の実験により示されたもので、サブタイ単独、フープとサブタイの組合せを問わず、多くの場合、補強効率 R は、約 0.5 である。なお、横補強筋には普通強度鋼を使用しており、補強効率 R は式(1.2)で表される。

$$R = \frac{\sigma_L^*}{\sigma_{LY}} \quad (1.2)$$

ここで、 σ_L^* ：実際に作用する平均側圧 (MPa)

一般応力状態を三軸主応力状態に換算したときの拘束圧。载荷により応力状態が点 A の時、点 A から静水圧軸 (I_1 軸) に向かって $1/\sqrt{3}$ の傾きで下ろした直線と静水圧軸 (I_1 軸) との交点の値を $1/3$ したものの。



平均側圧 σ_L^* の概要

σ_{LY} ：鋼材降伏時の計算側圧 ($= \frac{1}{2} p_v \sigma_y$) (MPa)

p_v ：横補強筋体積比， σ_y ：横補強筋降伏強度 (MPa)

(4) 横補強筋の降伏強度の影響

高強度コンクリートを横補強筋によって拘束する場合、拘束力を大にしようとするために横補強筋に高強度材料を使用しても、実際には圧縮強度時において横補強筋ひずみは降伏ひずみに到らず、その使用効率が低いことが指摘されている^{1.19)}。これらの影響について、圧縮強度増分を $\sqrt{\sigma_{sy}}$ に比例させる^{1.13)}、横補強筋応力に上限を設ける^{1.19)}などの方法によって考慮しようとする計算式もある。

(5) コンクリート強度の影響

高強度コンクリートを用いたコンファインドコンクリートの破壊形式は、普通コンクリートのそれとは異なることが指摘されている。すなわち、前者はせん断破壊を、後者は圧縮破壊を示す。Pessiki ら^{1.24)}は、その破壊形式をコンクリート強度 F_c で分類しており、 $F_c \geq 51.7 \text{ MPa}$ となるとせん断破壊を、 $F_c \leq 34.5 \text{ MPa}$ では圧縮破壊を呈すると報告している。また、Francois ら^{1.25)}は、せん断破壊を呈するコンファインド高強度コンクリートの応力-ひずみ曲線を提案している。

(6) 養生条件の影響

Burdette ら^{1.21)}は、同一寸法供試体において、かぶりコンクリートの有無および養生条件をパラメータとした、コンファインドコンクリートの圧縮強度を比較している。その結果、かぶりの無いコンファインドコンクリートは、有るものと比較して、強度は低下した。また、かぶりの有る、かつ養生条件の異なる場合を比較した結果、強度に対する養生条件の影響はあまり見られないことを実験的に確かめている。かぶりの有ることにより、養生条件の強度に対する影響は低減されるものと思われる。

図 1.12 に示すように、小池ら^{1.26)}は平均軸応力-ひずみ関係に及ぼす養生条件の

影響について調査している。水中養生では、寸法が小さいほど圧縮強度以降の靱性が改善されている。これはプレーンコンクリートの場合と同じである。一方、空中養生においては、寸法の小さい供試体では水分の逸散が顕著となるため、圧縮強度が低く、圧縮強度以降の靱性は寸法の小さい供試体が高い値を示している。養生条件の影響は、供試体寸法が大きくなるほど小さくなる。

1-2-4 寸法効果

先述のように、コンファインドコンクリートは、プレーンコンクリートに横補強筋を配筋した構造形式を有しているため、コンファインドコンクリートの最大圧縮応力および破壊性状における寸法効果を議論する際には、先にプレーンコンクリートの(1)圧縮強度、(2)破壊性状における寸法効果を議論する必要がある。本節では、プレーンコンクリートの寸法効果について概説し、(3)コンファインドコンクリートのそれについて整理する。

(1) プレーンコンクリートの圧縮強度における寸法効果

プレーンコンクリートの圧縮強度における寸法効果については、各研究者が種々の報告をしており、また、これらは文献 1.26) にまとめられている。ここでは、文献 1.26)、1.27) を基に要因を列挙する。また、表 1.2^{1.28)} も参照されたい。

1) 試験体寸法の影響

コンクリート構造物の基準強度は、 $\phi 100 \times 200\text{mm}$ のシリンダーコンクリートの圧縮強度をもって決定されている。この寸法と種々の寸法をもつ供試体との圧縮強度の関係、および力学的特性の違いを検討する既往の研究が多く存在する。一例を挙げると、文献 1.29) によれば、断面寸法 $300 \times 300\text{mm}$ の部材の強度

は、シリンダーコンクリート強度 $F_c=95.8\text{MPa}$ に対して約 80%であることが実験結果を解析した結果から確かめられている。

2) 骨材寸法の影響

骨材寸法がコンクリートの圧縮強度に与える影響についての研究^{1.30)~1.34)}から、一般的に試験体寸法が大きいほど圧縮強度が低下するという結論を得ている。

一方、Sangha, Dhir^{1.35)}は、試験体寸法と骨材寸法の比が小さい範囲内、すなわち骨材寸法が大きい場合、試験体寸法が大きくなるほど圧縮強度が増加する場合もあると報告している。また、笠井ら^{1.36)}は、約 2000 個にも及ぶコンクリート円柱体の圧縮実験結果より、わずかではあるが $\phi 150 \times 300\text{mm}$ の圧縮強度は $\phi 100 \times 200\text{mm}$ のそれより高いことを示している。

これらの現象について、谷川ら^{1.27)}は、コンクリートは非常に非均質な材料であるため、試験体寸法のみならず、試験体寸法と骨材寸法の相対的な大きさに依存するシステム全体としても幾何学的非均質度が影響要因となることを指摘した。そして、試験体寸法を種々に組み合わせたコンクリートの圧縮実験を行い、寸法効果を試験体中の欠陥量の多少に起因する容積効果と試験体内部の幾何学的非均質性に起因する効果との複合として表示した。この表示式によれば、試験体寸法と相対的に小さい骨材を有する試験体は寸法の増大に伴い圧縮強度は低下する。一方、川砂利やガラス玉のように骨材の剛性が大きくてコンクリート内部の力学的非均質度が大きい場合には、試験体寸法の増大に伴って強度が増大する場合があります、実験で用いられた骨材寸法の範囲内では、その増大率は骨材寸法が大きいほど圧縮強度は増大する。

3) コンクリート内部組織の影響

コンクリートの内部組織に関わる要因を以下に挙げる^{1.37)~1.39)}。

a) 型枠とせき板効果による寸法効果^{1.40), 1.41)}

せき板から粗骨材 1 個分の厚さでは, 粗骨材がせき板から拘束を受けるので, この部分ではコンクリートの充填性が低下しモルタル分の多いコンクリートとなり, コンクリート強度が増大する。試験体寸法の小さなものほど, この表層部分の占める割合が大きくなって強度が増大し, 寸法効果の原因の一つとなる。

b) 施工条件による寸法効果^{1.42)}

寸法の違いにより, 寸法の小さい供試体ではよく締め固まり, 大きい供試体では締め固めが十分に行き届かず空隙や欠陥などを生じやすい。

c) 水や骨材の偏りによる寸法効果^{1.43)}

寸法の大きい供試体では大きな粗骨材を使用することがある。大きな粗骨材は欠陥の原因となりやすく, またコンクリート内部の水や骨材の偏りが生じやすい。強度を低下させる原因となる。

d) 強度レベル(水セメント比)による寸法効果^{1.44)~1.46)}

コンクリートの強度が大きくなるほど, 強度の寸法効果が顕著となる。また, コンクリートの強度が大きい方が, 応力下降域の負剛性の寸法依存が顕著となる。

4) 実験条件の影響

実験に関わる要因を以下に挙げる。

a) 載荷速度による寸法効果^{1.42)}

試験体寸法が小さいほど載荷速度が速くなりやすく, 圧縮強度が高くな

る。

b) 試験体の端面の平滑度による寸法効果^{1.47)}

試験体の端面の仕上の程度が圧縮強度に影響を与える。試験体寸法が大きいほど平滑度が保ちにくい。

c) 養生条件による寸法効果^{1.48), 1.49)}

試験体寸法が小さいほど、気中養生中の試験体からの水分の散逸が著しい。そのような試験体では、試験体の寸法の増大に伴い、圧縮強度は増大する場合もある。

(2) プレーンコンクリートの破壊性状における寸法効果

Bazant^{1.50)}は、圧縮下のコンクリートの応力下降域の変形挙動について検討を行い、供試体寸法が増大するほど、靱性的な破壊を示すと指摘している。ただし、供試体寸法が小さいほど、顕著に養生条件の影響を受けるため強度が低下し、破壊が靱性的となる^{1.26)}。他の要因については、表 1.2^{1.28)}に示す。

(3) コンファインドコンクリートの寸法効果

1-2-2 の通り、拘束機構は円形断面と角形断面で異なる。図 1.13(a)に示すように、円形の場合、直径が増大しても横補強筋には軸力 N のみが作用する。一方、角形断面の場合、同図(b)に示すように、断面寸法を 2 倍とし横補強筋の断面積をそれに応じて 2 倍とすると、同一の拘束力 P を生じさせるためには、2 倍のたわみが必要となる。すなわち、その分の曲げモーメント M が生じることになる。角形断面では寸法が増大することで、横補強筋断面には軸力 N のみならず、より大きな曲げモーメント M が局部的に作用することで早期に降伏するため、拘束効果の低下が推測される。

1) 円形断面

Sheikh ら^{1.51)}は、直径 203, 254, および 356mm の円形断面を有し、 $H/D=4$ のコンファインドコンクリートの一軸圧縮実験を行っている。コンクリートの圧縮強度は約 35MPa である。実験結果から、配筋間隔 s が $D/2$ 以下、かつ体積鉄筋比および s/D が一定であれば、寸法の増大による拘束効果への影響は見受けられないことを示している。

2) 角形断面

堀ら^{1.52)}は、角形供試体の一軸圧縮実験を行い供試体寸法が破壊性状や応力－ひずみ関係に与える影響について調査している。図 1.14～図 1.17 にそれぞれ供試体図、破壊タイプ、荷重－軸変位関係、および平均軸応力－ひずみ関係を、表 1.3 および表 1.4 にそれぞれ供試体一覧および実験結果一覧を示す。小池・畑中ら^{1.26)}も同様な実験を行っている。図 1.15 は、横補強筋量もしくは横補強筋間隔で分類した寸法の異なる供試体の平均軸応力－ひずみ関係を示している。いずれの供試体も寸法が小さくなるにつれ変形性能が改善されている。また、供試体寸法が小さいほど、および鉄筋比 (p_w) が大きい程、図 1.15 の破壊タイプ I の全体崩壊を呈する。すなわち、耐力低下が少なく変形性能に富むが、横補強筋破断後には急激な耐力低下を起こす。

また、小池らによると、コンファインドコンクリートの圧縮強度、最大圧縮応力時ひずみおよび応力－ひずみ関係における供試体の形状・寸法および養生条件の影響は、定性的にはプレーンコンクリートの延長線上にあるが、定量的にはこれらの要因の影響の程度は帯筋のピッチに依存して変動する。例えば、ピッチが密なほど、試験体断面の辺長が 10～20cm 程度の範囲における寸法効果は、極めて小さい。

以上より，コンファインドコンクリートでの寸法効果は，プレーンコンクリートでの寸法効果が増幅した形となると考えられる。

1-2-5 形状効果

表 2.5 に要因を列挙する^{1.28)}。詳細は文献 1.28) を参照されたい。

(1) プレーンコンクリート

図 1.19 は H/D と強度比 ($H/D=2$ の強度で無次元化している) の関係を示したものである^{1.53)}。このように， H/D によって強度比が異なる要因の一つに，端面摩擦による影響が挙げられる。これは H/D が 2 以下となると端面摩擦によって供試体内部に作用する拘束力が高くなるためである。

(2) コンファインドコンクリート

畑中ら^{1.54)}は $H/D=2$ および $H/D=3$ の供試体の鋼輪（円形拘束筋で厚さ 3mm，内径 100mm，鋼輪幅 2.6mm～20.8mm）ひずみの分布状況を調査した。その結果を図 1.20 および図 1.21 に示す。図 1.20 からは，破壊集中域の広がりには H/D によらず，顕著には相違しないことが分かる。また，側圧のレベルが高いほど，破壊領域が広がることも確認されている。図 1.22 は平均軸応力－ひずみ関係に及ぼす供試体の H/D の影響を示したもので， H/D の増加に伴い，圧縮強度が低下し，圧縮強度以降の平均軸応力－ひずみ関係が脆性的となる。この原因は図 1.20 に見られるように，破壊の局所化に起因する側圧のばらつきによるものと考えられる。

1-2-6 コンファインドコンクリートの解析的研究

既往の解析的研究は，(1) 数式表示による応力－ひずみ曲線の推定に関する研究，および(2) 有限要素法等によるシミュレーション解析とに分けられる。

(1) 応力-ひずみ曲線の推定に関する研究

コンファインドコンクリートの応力-ひずみ曲線を推定する既往の研究は多い。それらは、文献 1.53) にまとめられている。また、文献 1.55) 以降、報告されている研究を表 1.6 にまとめる^{1.3), 1.56)~1.59)}。

表 1.6 によると、横補強筋の離散的に作用する横拘束力を等価な静水圧に置き換えて、その拘束効果を評価する試みが数多くなされている。代表的な例として、Richart ら^{1.60)}は、コンファインドコンクリートの最大圧縮応力 F_{cf} を式(1.3)で表している。

$$F_{cf} = F_c + k \cdot \sigma_{LY} \quad (1.3)$$

ここで、 $k = 4.1$ である。多くの報告が式(1.3)の形式を持つ。ただし、 k 、計算側圧 σ_{LY} およびコンクリート強度(円柱供試体の強度もしくは部材の強度)の取扱いは各研究者によって異なる。図 1.23 に各研究者の k と計算側圧 σ_{LY} の関係を示す^{1.3)}。

既往の研究によるコンファインドコンクリートの強度・変形特性の提案式として、Mander 等は、Shiehk による有効拘束面積の概念と、Willam-Warnke によるコンクリートの 5 パラメータ破壊規準式とから導かれた、プレーンコンクリートに対するコンファインドコンクリートの強度比 (K) で構成されたモデルを提案している。ここで、角形補強に対する提案式はサブタイ本数が増加すると、フープテンション状態となる円形の推定式に漸近する形式となっている。しかし圧縮強度時ひずみ度増分比については Richart 等の研究結果に従って、材料強度等に関係なくいずれのコンファインドコンクリートの場合でも強度増分比 (K - 1) の一律 5 倍で与えられるとしている。渡邊等のモデルは、主として□形の角形横補強筋を有する試験体の実験結果から、 $\sqrt{\sigma_{sy}}$ に比例する横拘束係数 C_c を用いて表現されているが、中子筋を考慮していないため、形状が□形の場合には過大評価、円形の場合には過小評価

する傾向がある。また、圧縮強度時ひずみ度比、圧縮限界ひずみ度比なども C_c のみで表示できるとしている。崎野等は、横補強筋の有効横支持長さ C 、横補強筋の間隔 s 以外に、横補強筋の面外剛性に関係する横補強筋の直径 d を考慮に入れた式を提案している。しかし、円形式と角形式では、サブタイ本数の増加によって角形式が円形式に漸近するという特徴はない。いずれの研究も、サブタイの本数や形状により、拘束効果が増大するという影響を考慮しているものの、角形横補強筋の拘束機構を直接的に検討したものではない。

(2) 有限要素法等によるシミュレーション解析

1) 横補強筋のモデル化による拘束効果への影響

断面形状が円形および角形では、横補強筋に作用する断面力は異なることは前述の通りである。ここでは、角形横補強筋のモデル化に関する既往の研究を取りまとめる。

Maekawa ら^{1.61)}は、横補強筋を梁およびトラス理論に従うとしたモデルをコンファインドコンクリートの解析に適用し、それらモデルを用いたときの供試体の断面内(横補強筋間の水平断面)に生じる側方応力の分布を求めた。また、実験結果から得られる軸平均応力-ひずみ関係を解析結果と比較し、側方応力の分布の一樣性およびその値から、横補強筋には梁理論を適用するべきであるとしている(図 1.24 参照)。

田中ら^{1.62)}も同様な解析を行い、梁およびトラス理論を適用したコンファインドコンクリートの横補強筋間および拘束位置における水平断面内の軸圧縮応力および側方応力の分布を調べている。梁理論を適用した場合、トラス理論を適用した場合より、当該断面内に大きな軸圧縮応力(圧縮強度に対し、最大で約 2 倍)および一樣な側方応力の分布を確認したとしている(図 1.25 参照)。

以上より，横補強筋をモデル化する際には，トラス要素および梁要素による拘束力の差が無視できないことに注意する必要がある。

2) 横補強筋量および横補強筋間隔による拘束効果への影響

水野・畑中ら^{1.63), 1.64)}は，コンクリートにひずみ軟化を再現できるモデル^{1.65)}，^{1.66)}を適用し，角柱供試体を用い，コンクリート強度，横補強筋の降伏強度，横補強筋の量および間隔に関する一連のパラメトリック解析を行っている。その中で，力学鉄筋比(計算側圧/コンクリート強度)なる指標で結果を整理している。その結果，力学鉄筋比が大きくなるほど，拘束効率としては低下する傾向にあることを指摘している。これは，力学鉄筋比が小さい場合，横補強筋がほぼ全体的に降伏し，拘束力が拘束位置に拘わらず一様に断面の中心部まで作用するのに対して，力学鉄筋比が大きい場合，隅角部のみの横補強筋が降伏し，拘束力が拘束位置断面の隅角部にのみ作用していることが原因であると述べている。

1-3 本研究の概要

近年、超高層 RC 造集合住宅が多く建設されるようになってきているが、フリープランやスケルトン・インフィル方式など設計自由度の高い空間へのニーズが高まってきている。このような建物を実現する架構形式の 1 つとして、連層耐震壁部材を主な耐震要素として、それを建物平面の中央に配置し、外周をチューブ架構とする構造形式が考えられる。

本研究では、このような連層耐震壁の地震時における靱性能を確保するために、主にその曲げ変形性能評価および断面の配筋ディテールを示すことを目的とする。

その際、曲げ解析に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係を適切に評価することは重要である。とくに高強度コンクリートを使用する場合には普通強度コンクリートとは異なり、圧縮強度以降は脆性的な破壊性状を示すが、横補強筋によるコンファインド効果によって、圧縮強度および変形特性は大きく改善されることが知られている。しかしコンクリート強度、横補強筋の材料強度、拘束力、ピッチおよび形状などの組合せによって、とくに高強度コンクリートを使用した際の拘束効果については、十分には明らかされていなかった。ゆえに、まず単調単軸載荷実験に基づき、断面靱性改善の有効な手法であるコンファインドコンクリートの圧縮強度、最大耐力点以降の耐力低下性状も含めた変形特性の定式化と定量化を示す。

さらに、30層程度の超高層RC造建物を対象とし、壁形状をL型とした約1/8 縮尺モデルの試験体の曲げせん断実験を実施する。その上で、実験結果と曲げ解析との比較検討を行い、連層耐震壁部材の曲げ解析に適用できるコンクリートの応力-ひずみ関係を提案する。以上から得られる知見をもとに、連層耐震壁部材を超高層RC建物への実用化に向けて、立体架構モデルによるケーススタディを行い、連層耐震壁部材の靱性能を確保するための設計手法および壁端部における配筋ディテールを示すものである。

本論文は7章から構成されている。第2章以降の概要を以下に述べる。

第2章では、コンファインドコンクリートの強度・変形特性は、本質的に受動的拘束であることからコンクリートが横補強筋によって受ける拘束応力の状況に依存するが、同状況は使用材料の力学特性および横補強筋の配筋詳細などと密接に関係する。とくに角形横補強筋の場合、コンクリートの横膨張変形によって、フープテンション状態になる円形横補強筋と異なり、引張軸力 (N) に加えて曲げモーメント (M) が横補強筋に

生じる状態でコンクリートを拘束するため、角形の外周筋のみならず、サブタイの本数やサブフープの形状などにも大きく関連する。

ここでは、正方形の外周筋を基本とする各種形状の角形横補強筋をもつコンファインドコンクリートの、単軸圧縮応力下における横補強筋の拘束機構、ならびに拘束機構におよぼすサブフープ（タイ）詳細の影響を、角形横補強筋の各位置での断面に作用する（M, N）状態を直接調べることから、明らかにするものである。具体的には、角形横補強筋の断面に作用する（M, N）状態が、横補強筋の形状やサブタイの使用によってどのように変化するか、また、横補強筋断面の降伏M-N相関関係、全塑性M-N相関関係、さらにはコンファインドコンクリートの圧縮強度点などと、どのように関連するかについての考察から拘束機構を調べるものである。横補強筋断面に作用する（M, N）状態を測定ひずみから直接的に明らかにする方法を用いている点に、本研究の特徴がある。

第3章では、コンクリート部材の曲げ解析に利用されるコンファインドコンクリートの強度・変形特性は、普通強度の材料を用いる場合については、明らかにされてきた。しかし、たとえば、コンクリート強度が大になると応力-ひずみ関係は弾性的なものとなって、横補強筋の拘束効果と直接関係する圧縮破壊近くでの横方向ひずみは小さいものとなる。一方、横補強筋は降伏点強度が大になると降伏ひずみは大きくなり、終局伸び能力は小さくなるなど、普通強度の場合とは種々異なった特徴を示す。したがって、高強度材料を組み合わせたコンファインドコンクリートの強度・変形特性は、これらの影響によって、普通強度材料の場合とは違う傾向を示す。

ここでは次の2点について、述べるものである。

1) コンクリートの圧縮強度が 120MPa 級、および横補強筋の降伏点強度が 1300MPa 級におよぶ強度範囲において、単調単軸圧縮応力をうける各種の円形コンファインドコンクリートの横補強筋の拘束機構および拘束効果を調べる。さらに、2) 普通強度の場合に対して導いた既往の強度・変形特性推定式と、主として高強度範囲を対象とした本実験において得られたデータとから、現状におけるほぼ上限の材料強度範囲をカバーする、円形コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式の誘導を試みるものである。

第4章では、第2章および第3章で得られた知見から、円形および角形コンファインドコンクリートの強度・変形特性を、材料強度、横補強筋形状の如何にかかわらず算定できる推定式の誘導を試みる。すなわち、1) 角形横補強筋においては、サブタイ本数の増加が横補強筋位置での拘束力分布を均一化し、究極的には円形の場合と同様の一様分布に近づけるという観点、ならびに2) 高強度材料を使用した円形コンファインドコンクリートの力学特性などから推定式の誘導を行う。また同時に、本推定式ならびに既往の主な他の推定式の、実験結果に対する適合性についても検討を行うものである。

第5章では、近年普及しつつある設計自由度の高いプランを有する超高層RC造集合住宅を実現するため、30層程度の超高層RC造建物を対象とし、壁形状をL型とした連層耐震壁の曲げせん断実験について報告している。このような連層耐震壁部材は、地震時における負担せん断力が大で、脚部には大きな曲げモーメントが作用する。またシアスパン比が大きく、主に曲げ変形が卓越した性状を示すことが特徴となる。このような連層耐震壁に対して、大変形時においても靱性能を確保する手法の1つとしては、圧縮領域となる壁端部において、横補強筋で有効にコンクリートを拘束する、いわゆるコンファインド効果を利用する方法が挙げられる。コンファインド効果については、第2章から第4章で、単調単軸載荷時における実験から、材料および形状に関わらず広範囲に適用できるコンファインドコンクリートの圧縮強度・変形特性推定式を提案している。近年においては、高強度材料を使用した実験が数多く行われるようになり、高強度コンクリートに関するデータが蓄積されるようになってきた。高強度コンクリートの応力ひずみ関係において、とくに応力下降域は実験におけるばらつきもあり、その評価は困難であるが、大変形時まで靱性能を期待する部材においては、曲げ解析によるコンクリートの応力下降域の評価は重要である。本章では、近年の研究で得られた結果と、壁形状をL型とした連層耐震壁の曲げせん断実験で得られた結果を基に、第4章で提案した既往提案式の修正を試みる。この修正提案式は、連層耐震壁部材の曲げ解析への適用が可能であることを示すものである。

第6章では、第2章から第5章での知見を基に、L型連層耐震壁を組み込んだ立体架構モデルを用いて、ケーススタディを行う。具体的には、コンクリートの材料強度および断面内の横補強筋量および補強範囲などの違いが、連層耐震壁の曲げ変形性能にどのよう

な影響を及ぼすかについて検証する。さらに、連層耐震壁の曲げ復元力特性の設定を比較的容易に把握する方法を提案し、設計上の試行錯誤を極力減らすことを目指す。また大地震時に、連層耐震壁が曲げ靱性能を確保するために必要な、壁端部における柱型部の拘束量、拘束範囲、主筋量などの配筋ディテールに関するひとつの指標を示すものである。

第7章では、本研究で得られた主な結論をまとめ、今後の課題について述べる。

表 1.1 3 軸圧縮下のコンクリートの応力下降域を含む
変形挙動に関する実験的研究の概要

研究者	供試体	横拘束	実験要因
Kotsovosら ⁶⁾	$\phi 10 \times 25\text{cm}$ 円柱体	油圧 (能働側圧)	$f_a = 323, 498, 634 \text{ kgf/cm}^2$ 載荷パス: $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$ 側圧: $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ に対し $143 \sim 714 \text{ kgf/cm}^2$
Ahmadら ⁶⁾	$\phi 7.6 \times 22.9\text{cm}$ 円柱体	薄肉鋼管 (受働側圧)	$f_a = 267, 413, 525 \text{ kgf/cm}^2$ 側圧 = 14.30 kgf/cm^2
Willamら ⁷⁾	$\phi 5.4 \times 10.8\text{cm}$ 円柱体	油圧 (能働側圧)	$f_a = 225 \text{ kgf/cm}^2$ (一定) 側圧 = $7 \sim 140 \text{ kgf/cm}^2$
筆者ら ⁸⁾	$\square 10 \times 10\text{cm}$ $\square 10 \times 20\text{cm}$ 角柱体	鋼板 (能働・ 受働側圧)	$f_a = 205, 265, 330 \text{ kgf/cm}^2$ 側圧 = $2 \sim 12 \text{ kgf/cm}^2$ 2 方向側圧比 σ_2 / σ_3 を変化

(註) f_a : 1 軸圧縮強度、 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: 主応力 (圧縮を正)

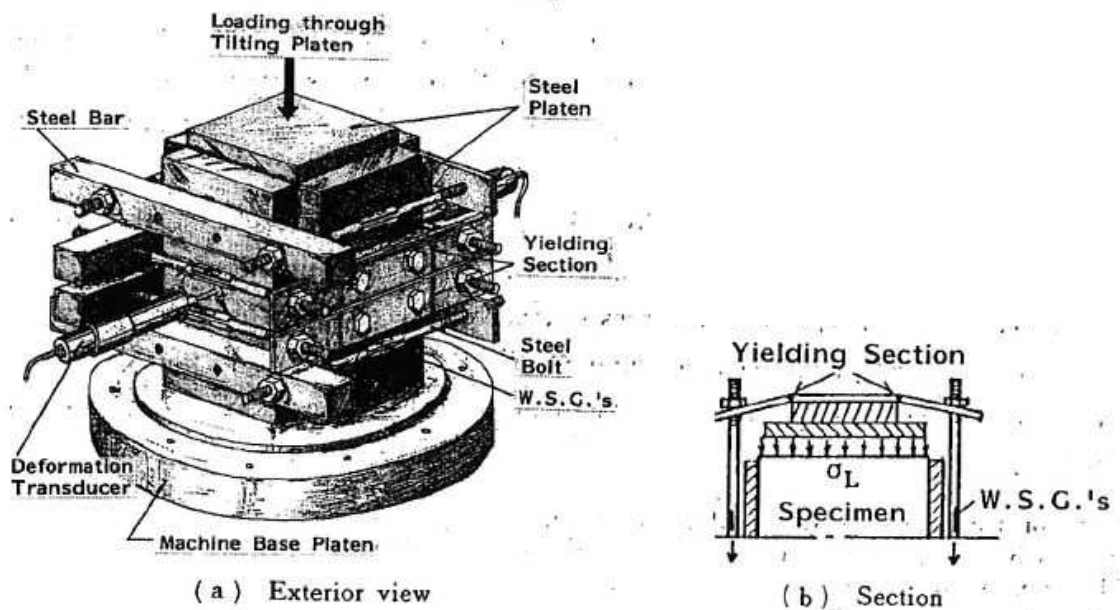
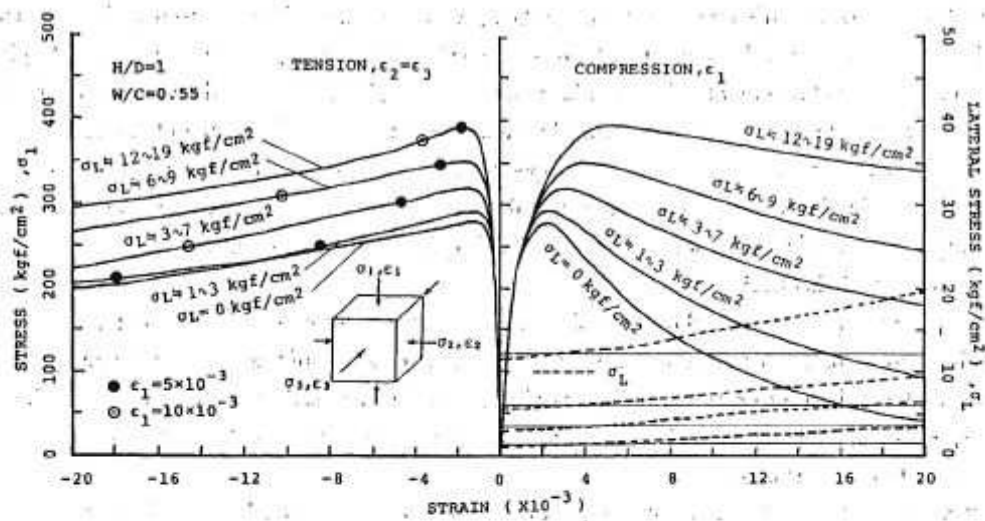
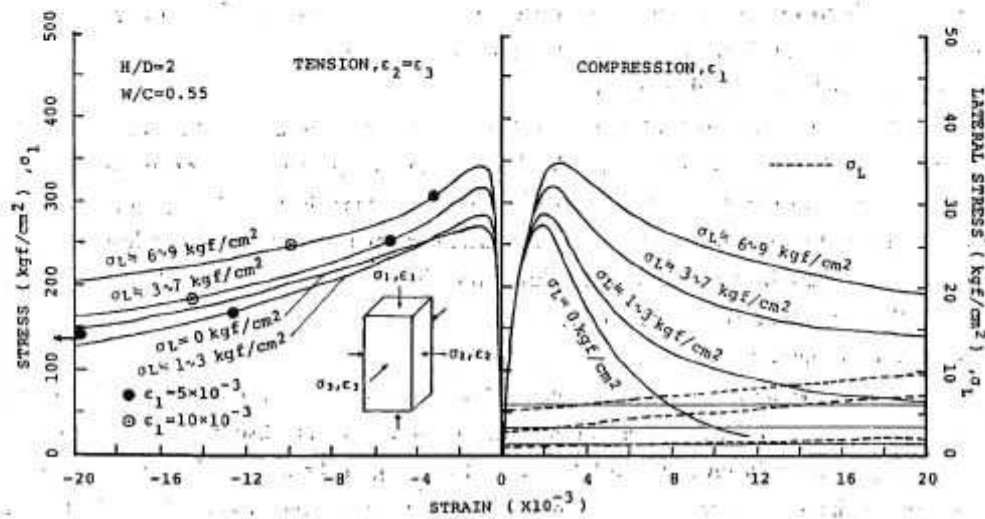


図 1.1 三軸等側圧載荷装置の概要図



(a) $H/D=1$



(b) $H/D=2$

図 1.2 一軸圧縮時 $\sigma_1 - \epsilon_1$, ϵ_2 , ϵ_3 に及ぼす側圧 σ_L の影響

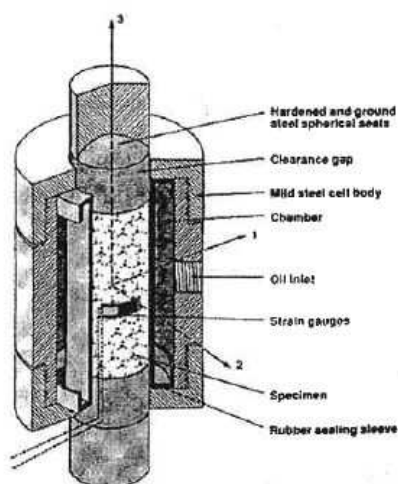


図 1.3 載荷概要

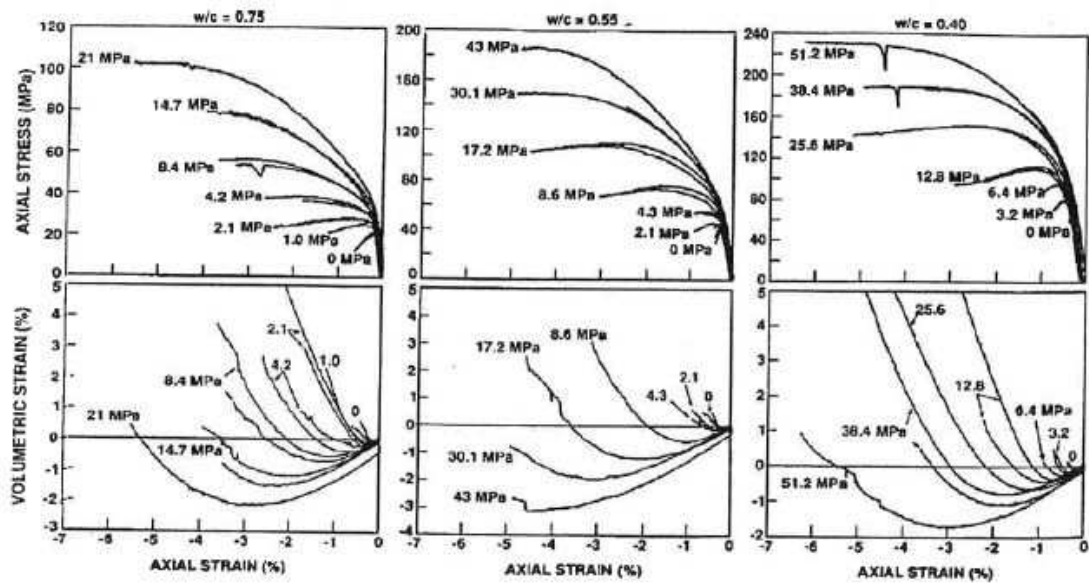
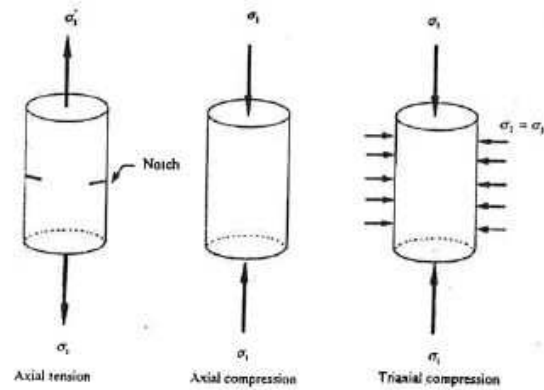
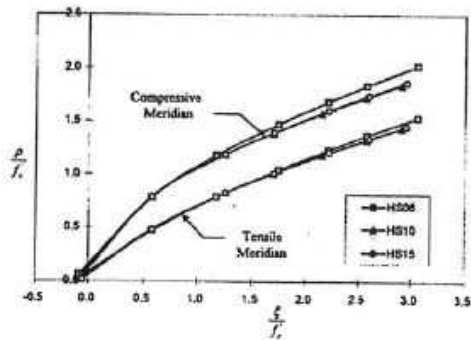


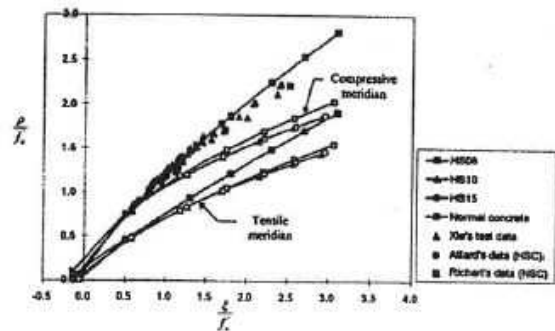
図 1.4 三軸圧縮実験結果



(a) 载荷概要



(b) 高強度の圧縮および引張り午線



(c) 高強度および普通強度コンクリートの比較

図 1.5 载荷概要および実験結果

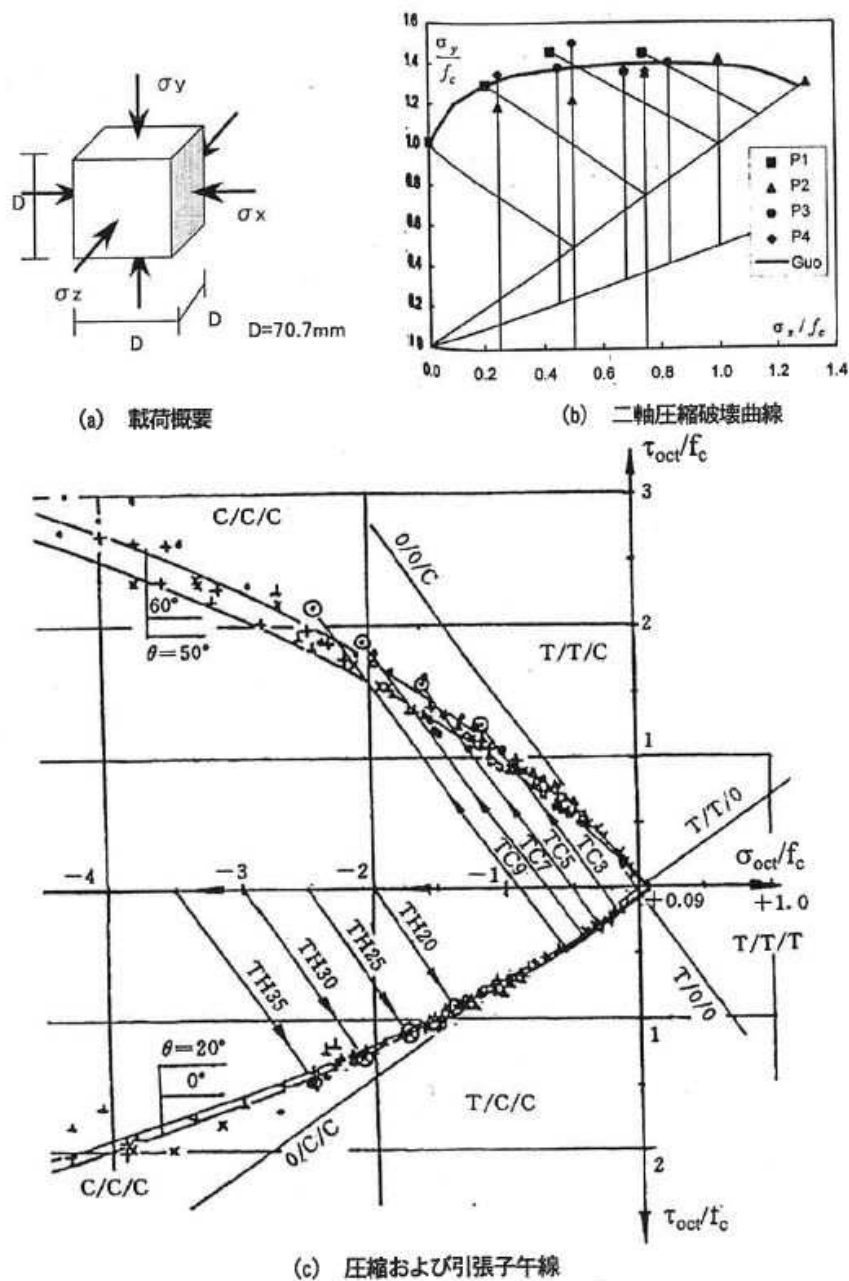


図 1.6 载荷概要および実験結果

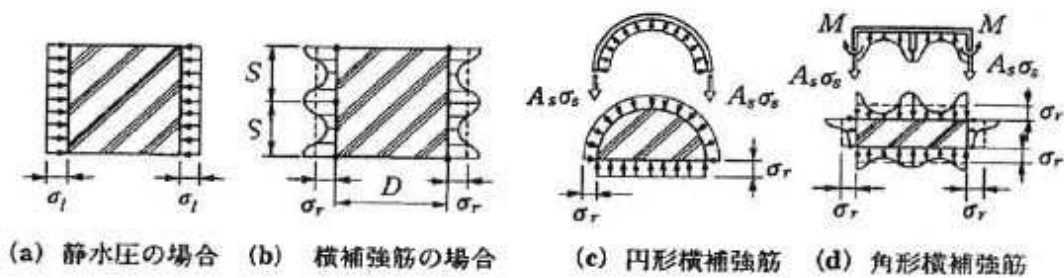


図 1.7 横補強筋の拘束機構

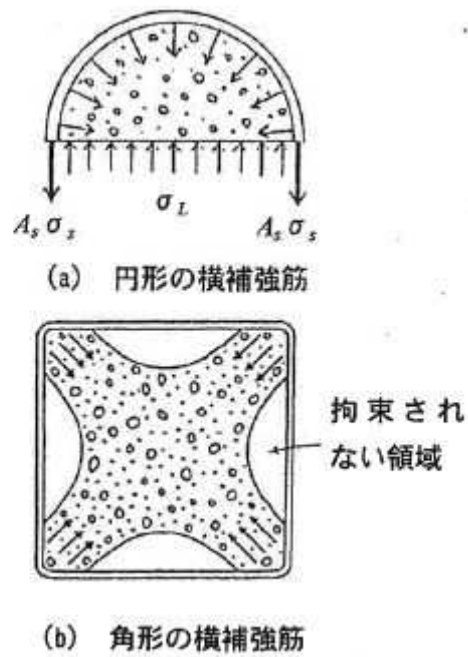


図 1.8 横補強筋の形状による拘束応力の発生状況の比較

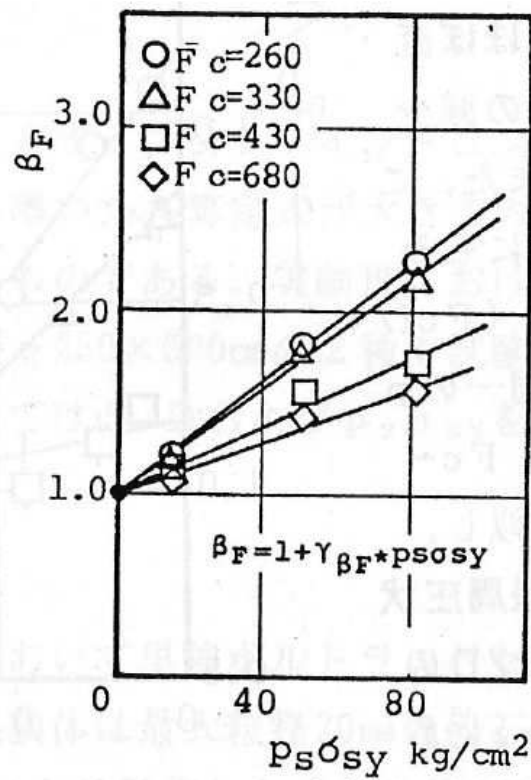


図 1.9 平均拘束応力による影響

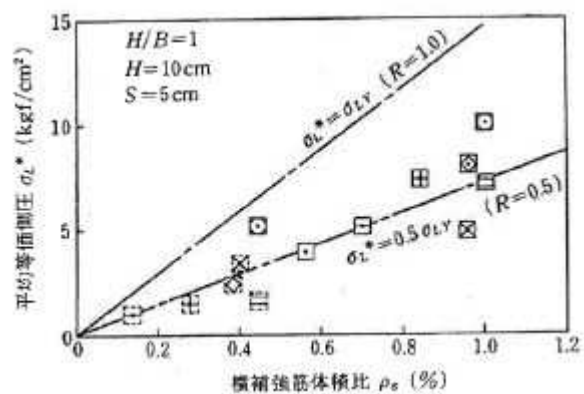


図 1.10 各種タイの拘束効果

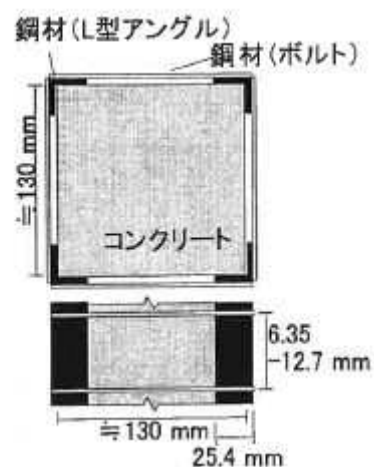


図 1.11 拘束状況

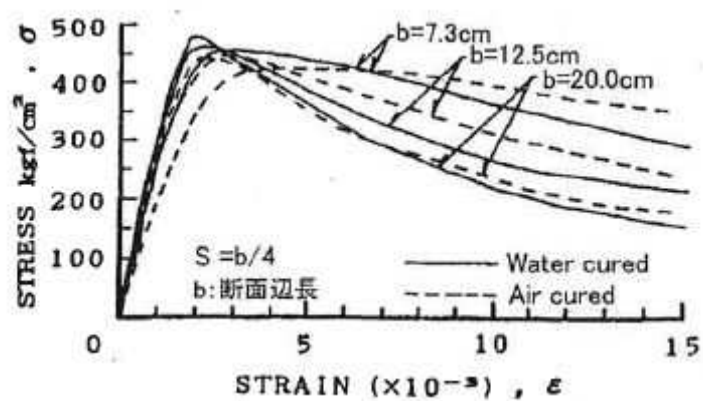


図 1.12 平均軸応力-ひずみ関係に及ぼす養生条件の影響

表 1.2 寸法効果に関する要因

	要 因	概 要	
内 的 要 因	水セメント比	コンクリートの強度レベルによって寸法効果が異なる。	
	骨 材 寸 法	骨材の最大寸法と供試体寸法の比によって寸法効果が異なる。	
	養 生 温 度	コンクリートの養生時の乾燥条件によって寸法効果が異なる。	
	ブリーディング	ブリーディングと圧密に起因するコンクリート内部の高さ方向の強度分布によって寸法効果が異なる。	
外 的 要 因	載荷面の平滑度	供試体寸法が大きいほど平滑な端面を得ることが難しい。したがって、供試体端部が破壊するような試験条件下では載荷面の状態によって寸法効果が異なる。	
	横拘束コンクリート	補強筋間隔	配筋が供試体寸法に相似の場合、供試体寸法が大きくなると横補強筋間隔の絶対量も大きくなるため寸法効果はより顕著になる。
		補 強 筋 量	横補強筋が多い（拘束力大きい）ほど、プレーンコンクリートの寸法効果が増幅されるとの報告もある。
		補強筋形状	横補強筋が円形以外、例えば角形の場合、供試体寸法が大きいほど直線部分が長くなるため、拘束効果が低下する。

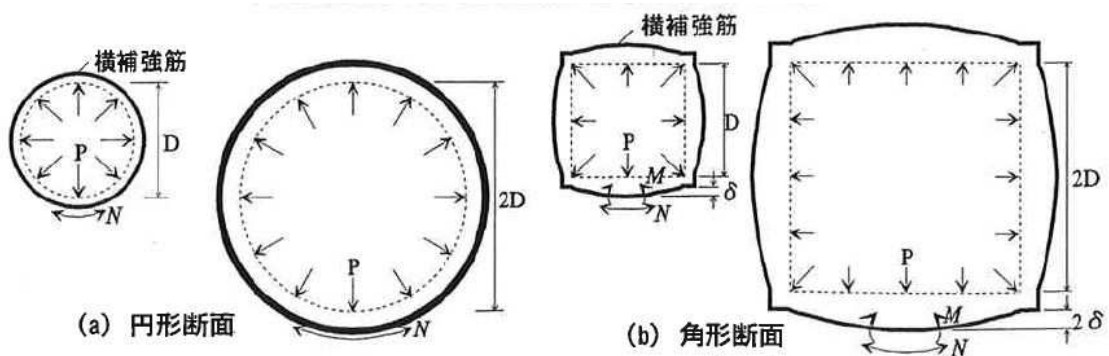


図 1.13 横補強筋の断面に作用する軸力および曲げモーメント

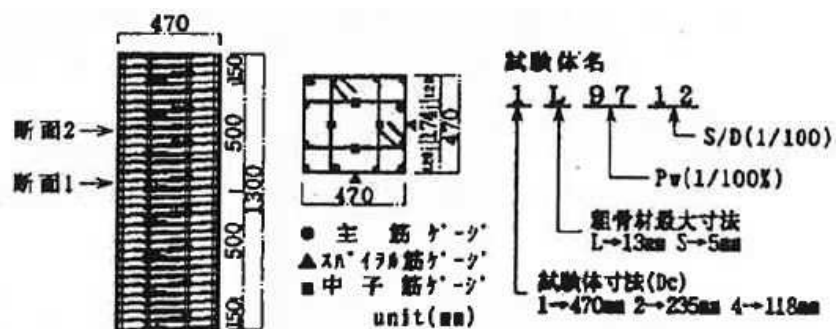


図 1.14 試験体図

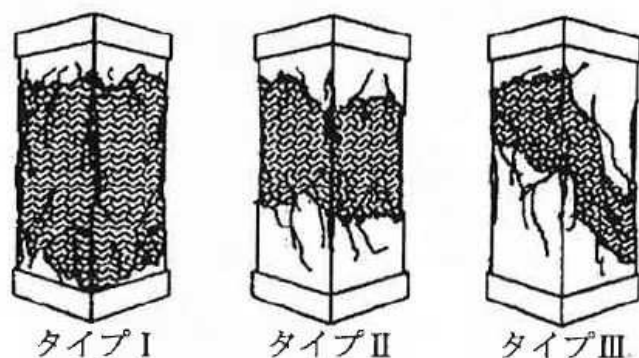


図 1.15 最終破壊タイプ

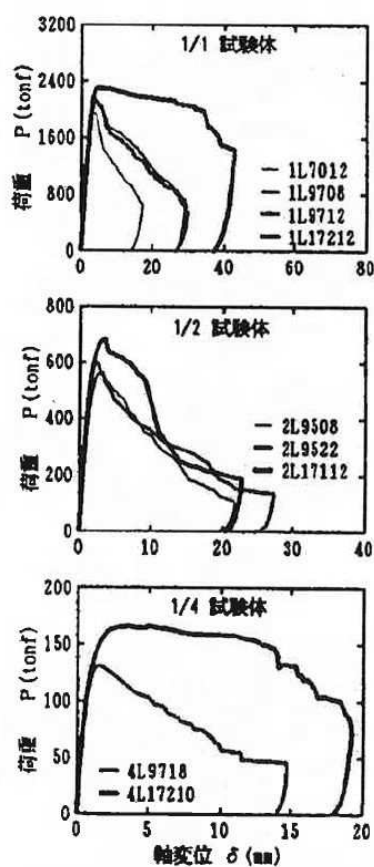


図 1.16 荷重—軸変位関係

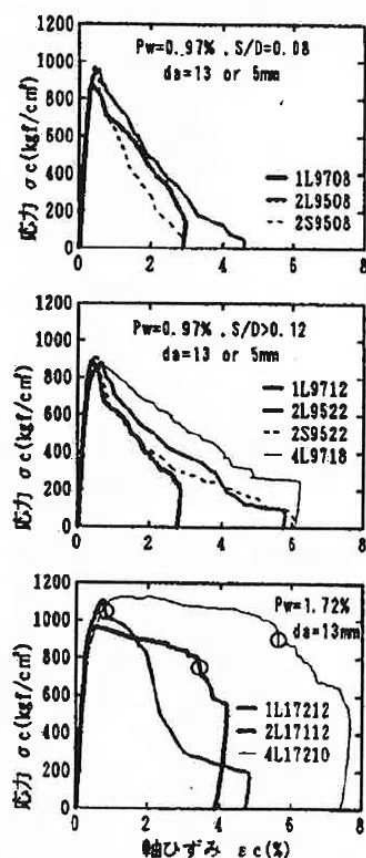


図 1.17 平均軸応力—ひずみ関係

表 1.3 試験体一覧

試験体	コンクリート タイプ	Dc (mm)	H (mm)	Pw (%)	S/D	Pw σ_y σ_B	横補強筋	主筋	
1L7012	A	470	1300	0.70	0.12	0.08	4-D8 658	12-D19	
1L9708				0.97	0.08	0.12	4-D8 642	12-D19	
1L9712				0.97	0.12	0.12	4-D10 658	12-D19	
1L17212				1.72	0.12	0.22	4-D13 658	12-D19	
2L9508	C	235	650	0.95	0.08	0.11	4-#4 621	12-D10	
2S9508	D			0.95	0.08	0.10	4-#4 621	12-D10	
2L9522	C			0.95	0.22	0.11	4-#6 654	12-D10	
2S9522	D			0.95	0.22	0.11	4-#6 654	12-D10	
2L17112	C	118	325	1.71	0.12	0.20	4-#6 630	12-D10	
4L9718	B			0.97	0.18	0.10	4-#3 623	12-D4	
4L17210				1.72	0.10	0.19	4-#3 613	12-D4	

Dc:コアコンクリート断面せい
 σ_B :コンクリート圧縮強度

Pw:横補強筋比
 σ_y :横補強筋降伏強度

S:横補強筋間隔

表 1.4 実験結果一覧

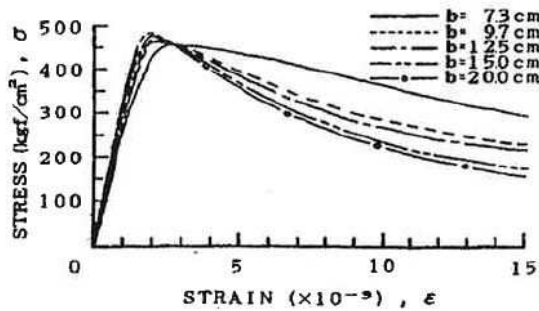
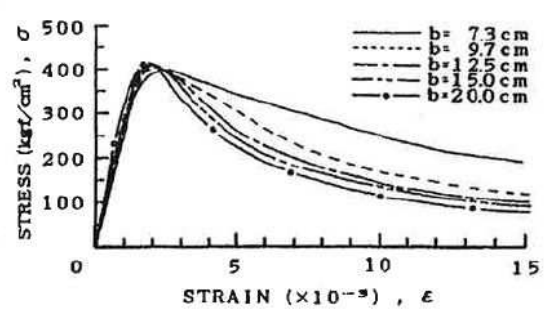
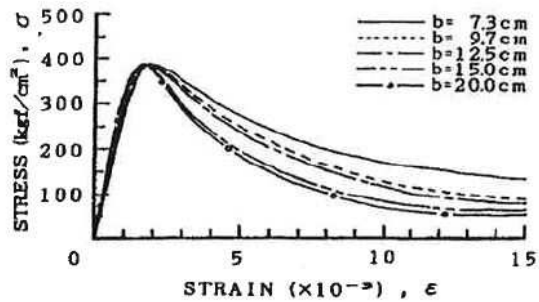
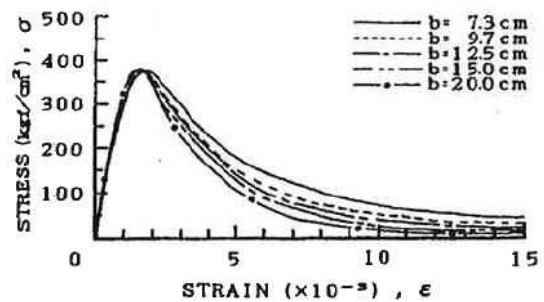
試験体	最大耐力			耐力時ひずみ ϵ_c (%)	破壊 性状
	P_{max} (tf)	σ_c (kgf/cm ²)	$\frac{\sigma_c}{\sigma_B}$		
1L7012	2033	831.1	1.08	0.30	Ⅲ
1L9708	2117	869.6	1.13	0.35	Ⅱ
1L9712	2138	879.7	1.14	0.39	Ⅲ
1L17212	2314	960.2	1.25	0.42	I
2L9508	600	953.8	1.16	0.56	Ⅱ
2S9508	611	977.0	1.15	0.48	Ⅲ
2L9522	558	876.6	1.07	0.61	Ⅱ
2S9522	574	906.1	1.07	0.52	Ⅱ
2L17112	682	1102.9	1.35	0.75	Ⅱ
4L9718	130	865.3	1.12	0.61	Ⅱ
4L17210	167	1126.9	1.46	1.45	I

$\sigma_c = (P - a_g \sigma_s) / (\lambda c - a_g)$

σ_s :主筋降伏強度

a_g :主筋総断面積

λc :コアコンクリート断面積

(a) $S = b/4$ (b) $S = b/2$ (c) $S = b$ 

(d) Plain

図 1.18 平均軸応力-ひずみ関係に及ぼす試験体寸法の影響

(b: 試験体断面辺長)

表 1.5 形状効果に関する要因

要 因	概 要
端 面 摩 擦	高さ-断面辺長比 (H/D) が2以下の供試体では、載荷面の摩擦の影響を受け、 H/D の減少に伴い、双曲線的に強度が増大する。またじん性も増大する。
ひずみ測定域 (破壊領域)	<ul style="list-style-type: none"> ・端面摩擦を減じても(破壊の局所化のため)軟化域の応力-ひずみ曲線はひずみ測定域の長さや位置によって著しく異なる。 ・軟化域における供試体全体の変形量は、供試体の H/D に拘らずほぼ等しい ($H/D=0.5\sim4$ の範囲)。
横 拘 束 力	横拘束圧が高いほど、破壊領域が広がる傾向がある。
断 面 形 状	断面の幅厚比が大きいほど(正方形に近いほど)破壊領域が広がる傾向がある。

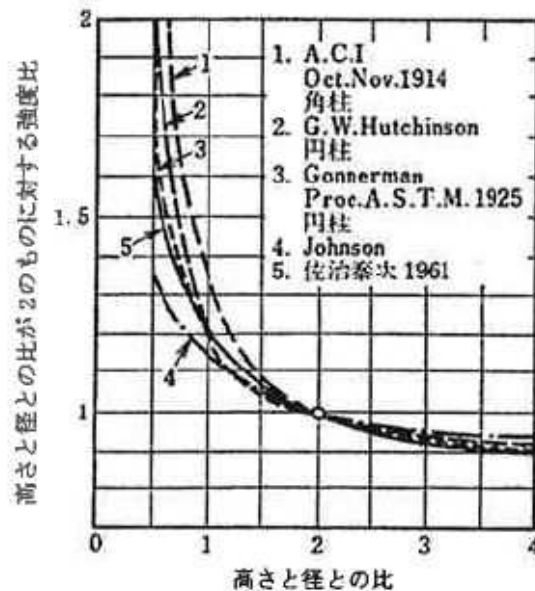


図 1.19 無次元化圧縮強度と H/D との関係

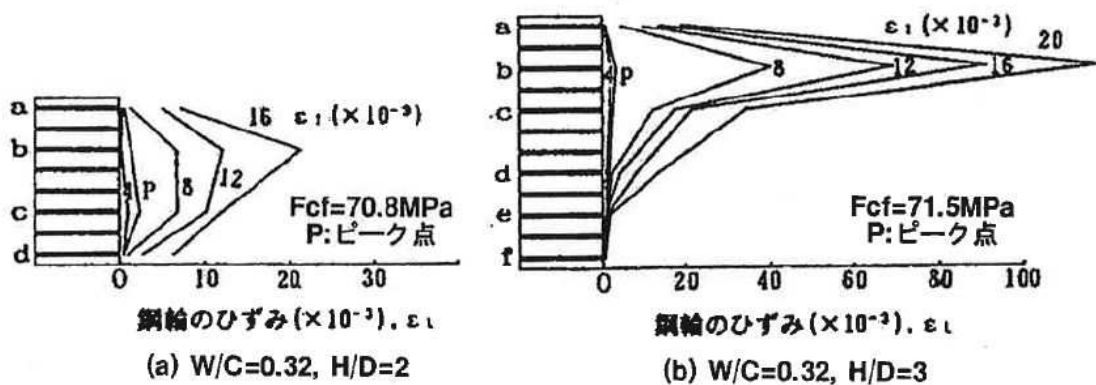


図 1.20 鋼輪のひずみ分布の変遷

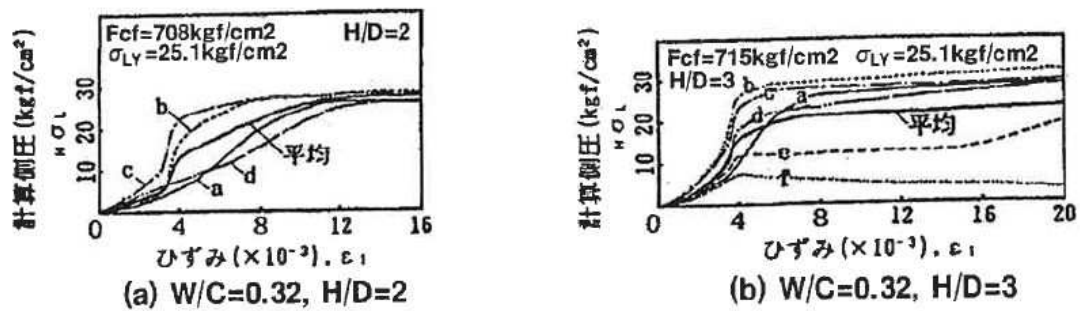


図 1.21 鋼輪の計算側圧の変遷

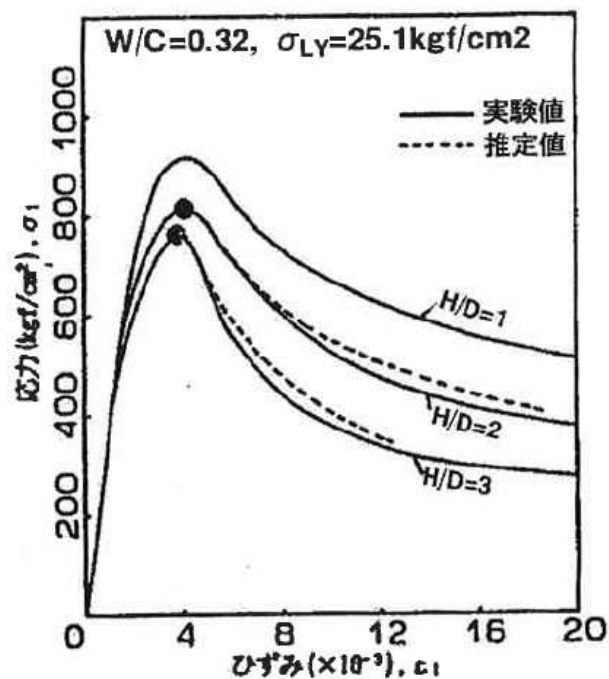


図 1.22 平均軸応力-ひずみ関係に及ぼす試験体高さ比 (H/D)

表 1.6 横補強筋を持つコンファインドコンクリートの強度・ひずみ算定式

(a) 角形横補強をもつコンファインドコンクリートの強度・ひずみ算定式

研究者	圧縮強度比 $F_{cf}/F_o, F_{cf}/F_c$	圧縮強度時ひずみ比 $\varepsilon_{cf}/\varepsilon_o, \varepsilon_{cf}/\varepsilon_c$	備考 F_c : シリンダー強度, F_o : プレコンクリート強度 ε_c : シリンダーの強度時ひずみ, ε_o : プレコンクリートの強度時ひずみ
Cussonら	$1+2.1\left(\frac{C_u}{F_c}\right)^{0.7}$	$1+0.2\left(\frac{C_u}{F_c}\right)^{0.7}$	$C_o = \frac{K_e \sigma_{sy}}{s} \left(\frac{A_x + A_y}{D_x + D_y} \right) = \frac{K_e \sigma_{sy} A}{sD}$ $K_e = \frac{\left(1 - \frac{\sum w_i^2}{6D_x D_y}\right) \left(1 - \frac{s'}{2D_x}\right) \left(1 - \frac{s'}{2D_y}\right)}{1 - \rho_c}$ A_x, A_y : xおよびy方向帯筋断面積, D_x, D_y : 水平断面内の帯筋距離 w_i : 隅角に位置する主筋内法間隔, s' : 帯筋間隔(内法), ρ_c : 主筋比
崎野ら	$1 + \kappa \frac{p_b \sigma_{sy}}{F_c}$	$\begin{cases} 1 + 4.7(K-1) & (K \leq 1.5) \\ 3.35 + 20(K-1.5) & (K > 1.5) \end{cases}$	$\kappa = 11.5 \left(\frac{d}{C} \right) \left(1 - \frac{s}{2D} \right), K = \frac{F_{cf}}{F_c}$
畑中ら	応力の破壊条件 $A \frac{J_2}{F_c^2} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{F_c} + B \frac{I_1}{F_c} - 1 = 0$	ひずみの破壊条件 $a \left(\frac{I_{1f}}{F_c} - 1 \right) + 1$	J_2 : 偏差応力の二次不変量, I_1 : 応力の一次不変量 I_{1f} : 破壊時の応力の一次不変量, A, B, a : 実験定数, $\lambda: \lambda = \lambda(J_2, J_3)$ J_3 : 偏差応力の三次不変量
Saatcioglu	$1 + k_1 \frac{f_{le}}{F_o}$	$1 + 5 \cdot k_3 \cdot K$	$k_1 = 6.7(f_{le})^{-0.17}, K = \frac{k_1 \cdot f_{le}}{F_o}, f_{le} = k_2 \cdot f_l, f_l = \frac{\sum_{i=1}^n (A_i \cdot f_s \cdot \sin \alpha)_i}{s \cdot b_c}$ $k_2 = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right) \left(\frac{b_c}{G}\right) \left(\frac{1}{f_l}\right)} \leq 1.0, f_s = E_s \left(0.0025 + 0.04 \sqrt{\frac{k_2 \cdot \rho_c}{F_o}} \right)$ $\rho_c = \frac{\sum_{i=1}^n (A_{sx})_i + \sum_{j=1}^m (A_{sy})_j}{s \cdot (b_{cx} + b_{cy})}, k_3 = \frac{40}{F_o} \leq 1.0$

(b) 円形横補強をもつコンファインドコンクリートの強度・ひずみ算定式

研究者	圧縮強度比 $F_{cf}/F_o, F_{cf}/F_c$	圧縮強度時ひずみ比 $\varepsilon_{cf}/\varepsilon_o, \varepsilon_{cf}/\varepsilon_c$	備考
崎野ら	$0.8 + \kappa \frac{p_b \sigma_{sy}}{F_c}$	$\begin{cases} 1 + 4.7(K-1) & (K \leq 1.5) \\ 3.35 + 20(K-1.5) & (K > 1.5) \end{cases}$	$\kappa = 2.09 \left(1 - \frac{s}{2D} \right)^2, K = \frac{F_{cf}}{0.8F_c}$
畑中ら	角形に同じ	角形に同じ	
Saatcioglu	$1 + k_1 \frac{f_{le}}{F_o}$	$1 + 5 \cdot k_3 \cdot K$	$k_1 = 6.7(f_{le})^{-0.17}, K = \frac{k_1 \cdot f_{le}}{F_o}, f_{le} = k_2 \cdot f_l, f_l = \frac{\sum_{i=1}^n (A_s \cdot f_s \cdot \sin \alpha)_i}{s \cdot b_c}$ $k_2 = 1.0, f_s = E_s \left(0.0025 + 0.04 \sqrt{\frac{k_2 \cdot \rho_c}{F_o}} \right), \rho_c = \frac{\sum_{i=1}^n (A_{sx})_i + \sum_{j=1}^m (A_{sy})_j}{s \cdot (b_{cx} + b_{cy})}, k_3 = \frac{40}{F_o} \leq 1.0$

(c) コンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係の算定式

研究者	上昇域 $Y = F_{cf} / F_c, X = \varepsilon_{cf} / \varepsilon_c$	下降域 $Y = F_{cf} / F_c, X = \varepsilon_{cf} / \varepsilon_c$	備考
Cusson ら	$Y = \frac{Xk}{k-1+X^k}$	$Y = \exp[k_1(c-\varepsilon_{cf})]$	$k = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}, E_{sec} = \frac{F_c}{\varepsilon_c}$ $k_1 = \frac{\ln 0.5}{(\varepsilon_{50} - \varepsilon_c)^{k_2}}, k_2 = 0.58 + 16 \left(\frac{C_o}{F_c} \right)^{1.4}$ ε_{50} : ピークに対して50%時点のひずみ, C_o : 同表 (a) 参照
崎野 ら	$Y = \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2}$	左に同じ	$\kappa = 11.5 \left(\frac{d}{C} \right) \left(1 - \frac{S}{2D} \right), K = \frac{F_{cf}}{F_c}, A = \frac{E_c \varepsilon_{cf}}{F_{cf}}$ $D = 1.50 - 1.68 \times 10^{-3} F_c + 0.5 \sqrt{\frac{(K-1)F_c}{23}}, E_c = 4 \left(\frac{F_c}{1000} \right)^{\frac{1}{3}} \times 10^5, X = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cf}}$
畑中 ら	$Y = \frac{n_d \xi}{n_d - 1 + \xi^{n_d}}$	$Y = \frac{1}{n_d} + \frac{(n_d-1)X}{n_d - 1 + X^{n_d}}$	$n_d = E_c / (E_c - F_c / \varepsilon_m), E_c$: ヤング係数, $X = \xi^m$ $n_d = 1 + a(F_c / 10)^b, m, a, b$: 定数
Saatcioglu	$Y = \frac{X^r}{r-1+X^r}$	$\varepsilon_{cf} = \varepsilon_o(1 + 5 \cdot k_3 \cdot K)$ ε_{cf} と ε_{85} をつなぐ直線	$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}, E_{sec} = \frac{F_c}{\varepsilon_c}, k_3 = \frac{40}{F_o} \leq 1.0, k_4 = \frac{\sigma_{91}}{500} \geq 1.0$ $\varepsilon_{85} = 260k_3 \rho_t \varepsilon_{cf} [1 + 0.5k_2(k_4 - 1)] + \varepsilon_{085}$ ε_{085} : ピーク時応力に対して85%時点のひずみ

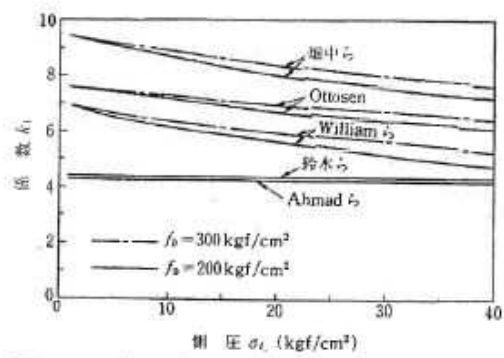


図 1.23 各研究者が示している側圧 σ_L および強度増分係数 k の関係

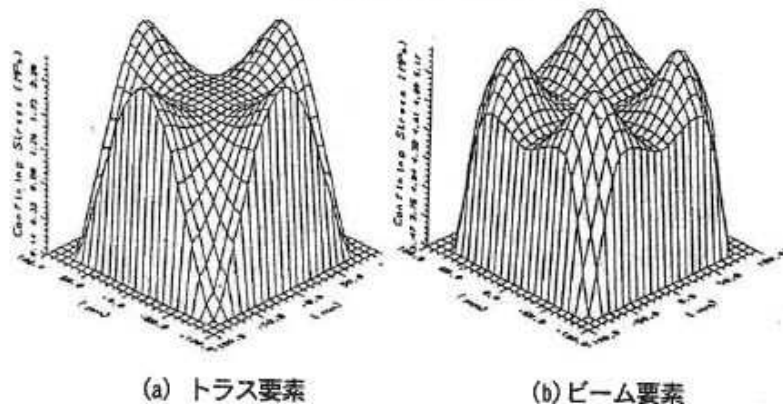


図 1.24 横補強筋の要素にトラスおよびビーム要素を適用した解析結果
(水平断面内の側方応力分布)

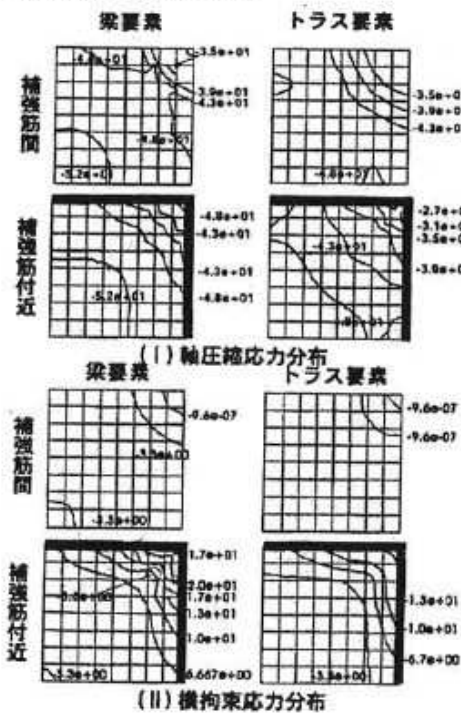


図 1.25 横補強筋の要素にトラスおよびビーム要素を適用した解析結果
(水平断面内の応力分布)

参考文献

1. 1) 滝口克己, 森田修平: 偏心圧縮を受ける R/C 部材におけるコンクリートの圧縮挙動, 日本建築学会構造系論文集, No. 464, pp. 109-118, 1994. 10.
1. 2) 佐藤尚隆, 福本義之, Benny Beni Assa, 西山峰広: 曲げ圧縮を受ける拘束コンクリートの応力-ひずみ特性, コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 16, No. 2, pp. 689-694, 1994.
1. 3) 畑中重光, 服部宏巳, 吉田徳雄, 谷川恭雄: コンファインド高強度コンクリートの圧縮靱性とその評価, コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集, pp. 1-20, 1990. 5
1. 4) M. D. Kotosovos and J. B. Newman: Mathematical Description of Deformational Behavior of Concrete under Generalized Stress Beyond Ultimate Strength, Journal of ACI, Vol. 77, No. 5, pp. 340-346, 1980. 9-10
1. 5) S. H. Ahmad and S. P. Shah: Complete Triaxial Stress-Strain Curves for Concrete, Journal of ST Division, Proceeding of ASCE, Vol. 108, No. ST4, pp. 728-742, 1982. 4
1. 6) K. Willam, B. Hurlbut and S. Sture: Experimental, Constitutive and Computational Aspects of Concrete Failure, Seminar on FEM Analysis of RC St., Tokyo, JCI, Vol. 1, pp. 149-171, 1985. 5
1. 7) Hatanaka, S., Kosaka, Y., and Tanigawa, Y.: Plastic Deformation Behavior of Axially Loaded Concrete under Low-Lateral Pressure-An Evaluation Method for Compressive Toughness Of Laterally Confined Concrete (Part I), Journal of Structural and Construction Engineering, (Transaction of AIJ), No. 277, pp. 27-40, 1987. 7
1. 8) I. Imran and J. Pantazopoulou: Experimental Study of Plain Concrete under Triaxial Stress, ACI Materials Journal, Vol. 93, No. 6, pp. 589-601, 1996. 11-12
1. 9) Farhad Ansari and Qingbin Li: High Strength Concrete Subjected to Triaxial Compression, ACI Materials Journal, Vol. 95, No. 6, pp. 589-601, 1998. 11-12
1. 10) Shengrui Lan and Zhenhai Guo: Experimental Investigation of Multiaxial Compression Strength of Concrete under Different Stress Paths, ACI Materials Journal, Vol. 94, No. 5, pp. 589-601, 1997. 9-10
1. 11) 日本コンクリート工学協会 編: コンクリート便覧(第2版), 技報堂出版, pp. 248,

1996

1. 12) 小阪義夫 監修：最新コンクリート技術－材料・構造・施工に関する最近の諸問題－，森北出版，pp. 46，1990
1. 13) 六車熙，他 4 名：高強度鋼スパイラルフープによるコンクリートの横補強筋効果について，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp. 29-32，昭和 53 年
1. 14) Sheikh S. A. and Uzumeri S. M. : Analytical Model for Concrete Confined in Tied Columns, Proc. of ASCE, ST12, pp. 2703-2722, 1982. 12
1. 15) Yook-Kong Young, Malakah G. Nour, and Edward G. Nawy: Behavior of Laterally Confined High-Strength Concrete under Axial Loads, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 2, pp. 332-351, 1988. 2
1. 16) 鈴木計夫，中塚侑，吉田晴彦：円形横補強筋を用いたコンファインドコンクリートの強度および変形特性，材料，第 376 号，pp. 33-39，1985. 1
1. 17) Park, R., Priestley, M. J. N. and Gill, W. D. : Ductility of Square Confined Concrete Columns, Proc. of ASCE, Vol. 108, ST4, pp. 929-950, 1982. 4
1. 18) Mander, J. B., Priestley, M. J. N., Park, R. : Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Proc of ASCE, Vol. 114, ST8, pp. 1804-1826, 1988. 8
1. 19) 崎野健治，孫玉平：直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第 461 号 pp. 95-104，1994. 7
1. 20) 畑中重光，近藤洋右，谷川恭雄：横補強筋形状の異なるコンファインド高強度コンクリートの有効側圧，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 14, No. 2, pp. 967-972，1992
1. 21) Edwin G. Burdette, and Huber K. Hilsdorf: Behavior of Laterally Reinforced Concrete Columns, Journal of Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 97, No. ST2, pp. 587-602, 1971. 2
1. 22) 小阪義夫，谷川恭雄，畑中重光：構成モデルに基づく各種拘束コンクリートの圧縮靱性の統一評価，コンクリート工学年次講演会報告集，第 8 巻，pp. 365-368，1986
1. 23) 日本建築学会：高強度コンクリートの技術と現状，1991
1. 24) Stephen Pessiki and Annette Pieroni : Axial Load Behavior of Large-Scale Spirally-Reinforced High-Strength Concrete Columns , ACI Structural Journal, Vol. 97, No. 3, pp. 304-314, 1997. 5-6

1. 25) Daniel Cusson, Francois de Larrard, Claude Boulay, and Patric Paultre : Strain Localization in Confined High-Strength Concrete Columns , Journal of Structural Engineering, Vol. 122, No. 9, pp. 1055-1061, 1996. 9
1. 26) 小池狭千郎, 畑中重光, 谷川恭雄 : プレーンおよびコンファインドコンクリートの圧縮特性の寸法効果に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, pp. 119-130, 1995. 5
1. 27) 谷川恭雄, 山田和夫 : コンクリートの圧縮強度の寸法効果について, 日本建築学会論文報告集, pp. 13-21, S52. 12
1. 28) , 畑中重光 : コンクリート部材の破壊と寸法効果 -曲げ破壊と寸法効果-, コンクリート工学, Vol. 37, No. 9, pp. 49-53, 1999. 9
1. 29) 小池狭千郎, 畑中重光, 水野英二, 谷川恭雄 : 高強度域を含むコンファインドコンクリートの圧縮特性の寸法効果に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, No. 538, pp. 131-138, 2000. 12
1. 30) Powers, T. C. : Concrete Studies at the Bull Run Dam, City of Portland, Oregon, Journal of ACI, Vol. 25, pp. 388-431, 1929
1. 31) Collier, I. I. : Variation of Compressive Strength of Concrete within the Water-Cement Ratio Law, Proceedings of ASTM, Vol. 30, Part 2, pp. 731-750, 1930
1. 32) Walker, S. and Bloem, D. L. : Effect of Aggregate Size on Properties of Concrete, Journal of ACI, Vol. 57, No. 3, pp. 283-298, 1960. 9
1. 33) Cordon, W. A. and Gillespies, H. A. : Variables in Concrete Aggregates and Portland Cement Paste which Influence the Strength of Concrete , Journal of ACI, Vol. 60, No. 8, pp. 1029-1050, 1963. 8
1. 34) Hughes, B. P. and Chapman, G. P. : The Deformation of Concrete and Microconcrete in Compression and Tension with Particular Reference to Aggregate Size, Magazine of Concrete Research, Vol. 18, No. 54, pp. 19-24, 1966. 3
1. 35) Sangha, C. M. and Dhir, R. K. : Strength and Complete Stress-Strain Relationships for Concrete Tested in Uniaxial Compression under Different Test Conditions, Matériaux et Constructions, Vol. 5, No. 30, pp. 361-370, 1972
1. 36) 笠井芳夫 : 供試体寸法とコンクリートの圧縮強度ならびに強度のバラツキとの関係, 日本建築学会構造系論文集, No. 100, pp. 1-12, 1964. 7
1. 37) Sabnis, G. M. and Mirza, S. M. : Size Effects in Model Concretes?, Proceedings of

- the ASCE, Journal of Structural Division, Vol.105, No. ST6, pp.1007-1020, 1979. 6
1. 38) 破壊力学の応用研究委員会報告書: コンクリート構造への破壊力学の応用に関する研究と技術の現状, コンクリート構造の破壊に関する共通解析および実験, 日本コンクリート工学協会, pp. 258-259, 1993. 10
 1. 39) コンクリート工学ハンドブック, 朝倉書房, pp. 374-381, 1981. 11
 1. 40) Neville, A. M. : Properties of Concrete, Pitman (Canada), 216pp., 1963 (後藤幸正・尾坂芳夫監訳, コンクリートの特性, 技報堂, pp. 211, 1979)
 1. 41) ACI Committee 446: Fracture Mechanics of Concrete: Concept, Models and Determination of Material Properties, Fracture Mechanics of Concrete Structure, Bazant, Z. P. (ed.), Elsevier Applied Science, pp. 1-140, 1992
 1. 42) Mirza, M. S. : Size Effects in Plain and Structural Concrete, Small Scale Modelling of Concrete Structures, Noor, F. A. and Boswell, L. F. (ed.), Elsevier Applied Science, pp. 41-88, 1992
 1. 43) 破壊力学の応用研究委員会報告書: コンクリート構造への破壊力学の応用に関する研究と技術の現状, コンクリート構造の破壊に関する共通解析および実験, 日本コンクリート工学協会, pp. 258-259, 1993. 10
 1. 44) Department of the Interior : Cement and Concrete Investigations - Mass Concrete Investigations, US Bureau of Reclamation, Boulder Canyon Project, Part VII, Bulletin 4, 1965
 1. 45) 香田伸次, 田中博幸, 坂田昇, 山崎庸行: 中心圧縮力を受ける超高強度コンクリート柱の寸法効果と横拘束効果に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 分冊(構造Ⅱ), pp. 751-752, 1989. 10
 1. 46) 小池狭千郎, 畑中重光: コンファインド超高強度コンクリートの圧縮特性の形状・寸法効果, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 14, No. 2, pp. 949-954, 1992
 1. 47) 破壊力学の応用研究委員会報告書: コンクリート構造への破壊力学の応用に関する研究と技術の現状, コンクリート構造の破壊に関する共通解析および実験, 日本コンクリート工学協会, pp. 227-228, 1993. 10
 1. 48) 小池狭千郎, 畑中重光: 横拘束コンクリートの圧縮特性に及ぼす供試体の形状・寸法効果, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 12, No. 2, pp. 707-712, 1990
 1. 49) 森田司郎, 藤井栄, 石塚秀教, 中西浩: 鉄筋コンクリートの縮小モデル化に伴う

- 寸法効果(その 1 コンクリートの縮小化と寸法効果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.477-478, 1985. 10
1. 50)Bazant Z. P.: Instability, Ductility, and Size Effect in Stress-Softening Concrete, Proceedings of ASCE, Journal of Engineering Mechanics Division, Vol. 102, No. EM2, pp331-344, 1976. 4
1. 51)Shamim A. Sheikh and Murat T. Toklucu: Reinforced Concrete Columns Confined by Circular Spirals and Hoops, ACI Structural Journal, Vol. 90, No. 5, pp542-553, 1993. 9-10
1. 52)堀栄真, 安達洋, 他 6 名: 横補強された高強度鉄筋コンクリート柱の中心圧縮性に及ぼす寸法効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 365-368, 1994
1. 53)岡田清, 六車熙 著: コンクリート工学ハンドブック 第 5 刷, 朝倉書店, pp. 376-377, 1988
1. 54)畑中重光, 服部宏巳, 近藤洋右, 谷川恭雄: コンファインド高強度コンクリートの有効側圧と応力-ひずみ関係, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 13, No. 2, pp. 37-42, 1991
1. 55)日本建築学会 鉄筋コンクリート構造運営委員会 靱性設計小委員会: 靱性設計小委員会報告書, pp. 12-46, 1992. 8
1. 56)Daniel ,Cusson and Patrick ,Paultre: Stress-Strain Model for Confined High-Strength Concrete, Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 3, pp. 468-477, 1995. 3
1. 57)崎野健治, 孫玉平: 高軸力を受ける正方形鋼管横補強 RC 柱の繰り返し曲げせん断性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 14, No. 2, pp. 319-324, 1992
1. 58)崎野健治, 孫玉平: コンファインド高強度コンクリートの中心圧縮性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 15, No. 2, pp. 713-718, 1993
1. 59)Salim Razvi and Murai Saatcioglu : Confinement Model for High-Strength Concrete, Journal of Structural Engineering, Vol. 125, No. 3, pp. 281-289, 1999. 3
1. 60)Richart, F. E., Brandzaeg, A. and Brown, R. L. : A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stress, University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin No. 185, 1928

1. 61) Tirath Manojya Pallewatta, Pauls Irawan and Koichi Maekawa: Verification of 3D Constitutive Model of Concrete in Line with Capacity and Ductility of Laterally Reinforced Concrete Columns, Journal of Materials, Concrete Structure and Pavements No. 520, V-28, pp. 309-321, 1995. 8
1. 62) 坂下雅信, 河野進, 田中仁史: 3次元有限要素法によるRC柱の寸法効果に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 構造Ⅲ, pp. 363-364, 2002. 8
1. 63) 伊藤誠, 水野英二, 畑中重光: 寸法の異なる角形鉄筋コンクリート柱内部への拘束効果に関する三次元FEM圧縮解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 25, No. 2, pp. 73-78, 2003
1. 64) 伊藤誠, 水野英二, 畑中重光: 軸圧縮力を受けるコンファインドコンクリートの内部性状に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 26, No. 2, pp. 31-36, 2004
1. 65) 水野英二, 畑中重光: 塑性理論によるコンクリートの圧縮軟化特性のモデル化, コンクリート工学論文集, 第2巻第2号, pp. 85-95, 1991. 7
1. 66) 水野英二, 畑中重光: 塑性理論によるコンクリートの載荷経路依存型圧縮軟化特性のモデル化, コンクリート工学論文集, 第3巻第2号, pp. 1-13, 1992. 7

第2章 コンファインドコンクリートにおける 角形横補強筋の拘束機構

第2章 コンファインドコンクリートにおける角形横補強筋の拘束機構

2-1 はじめに

コンファインドコンクリート，すなわち，圧縮力をうけて生ずる横膨張変形がスパイラルやフープなどの補強筋で横拘束され，応力状態が三軸圧縮状態となったコンクリートは，非常に優れた粘り強さを示し，同コンクリートの曲げ圧縮部への適用はコンクリート曲げ部材の靱性を顕著に改善することが実験的・解析的に明らかにされている^{2.1, 2.2)}。したがって，コンファインドコンクリートの強度・変形特性の明確化は，コンクリート系部材の靱性設計を確立するための重要な基礎課題である。

コンファインドコンクリートの強度・変形特性は，その受動的拘束の本質からコンクリートが横補強筋によって受ける拘束応力の状況に依存するが，同状況は使用材料の力学特性および横補強筋の配筋詳細などと密接に関係する。とくに角形横補強筋の場合，コンクリートの横膨張変形によって，フープテンション状態になる円形横補強筋と異なり，引張軸力（ N ）に加えて曲げモーメント（ M ）が横補強筋に生じる状態でコンクリートを拘束すると考えられるため，角形の外周筋のみならず，サブタイの本数やサブフープの形状などにも大きく関連すると予想される。このことは既にいくつかの研究^{2.1 ~ 2.5)}によっても，角形横補強筋の拘束効果は円形横補強筋のそれに比べて劣る，あるいはサブフープ（タイ）の使用は拘束効果を増大させる，などとして指摘されている。しかし，いずれの研究も角形横補強筋の拘束機構を直接的に検討したものではない。

本章では，正方形の外周筋を基本とする各種形状の角形横補強筋をもつコンファインドコンクリートの，単軸圧縮応力下における横補強筋の拘束機構，ならびに拘束機構におよぼすサブフープ（タイ）の詳細の影響を，角形横補強筋の各位置での断面に生じる（ M ， N ）状態を直接調べることから，明らかにしようとするものである。具体的には，角形横補強筋の断面に生じる（ M ， N ）状態が，横補強筋の形状やサブタイの使用によってどのように変化するか，また，横補強筋断面の降伏 M — N 相関関係，全塑性 M — N 相関関係，さらにはコンファインドコンクリートの圧縮強度点などと，どのように関連するかについての考察から拘束機構を調べるもので，横補強筋断面に作用する（ M ， N ）状態を測定ひずみから直接的に明らかにする方法^{2.6)}を用いている点に特徴がある。

2-2 実験概要

コンファインドコンクリートの拘束機構は、横補強筋の量、配筋ピッチ、形状および降伏強度、ならびにコンクリート強度などの諸要因の影響を受けると考えられる。本章では、角形横補強筋の拘束機構に注目するため、表 2.1 に試験体概要を示す実験 A および B を行った。実験 A は、図 2.1(a) に

示すように横補強筋の形状を実験要因としたもので、正方形外周筋のみの A N S 形、外周筋にサブタイを溶接した A 1 S 形および A 2 S 形、ならびに外周筋に正方形および八角形サブフープをラップさせた A D S 形および A O S 形を採用している。実験 B では、ほぼ同じ拘束応力指標 ($p_s \sigma_{sy}$)^{2.7)} 下において、横補強筋が試験体断面で均等に配置された囲形タイプ (B 2 S - S) を基本として、図 2.1(b) に示すように、サブフープの脚間距離を変化させたも

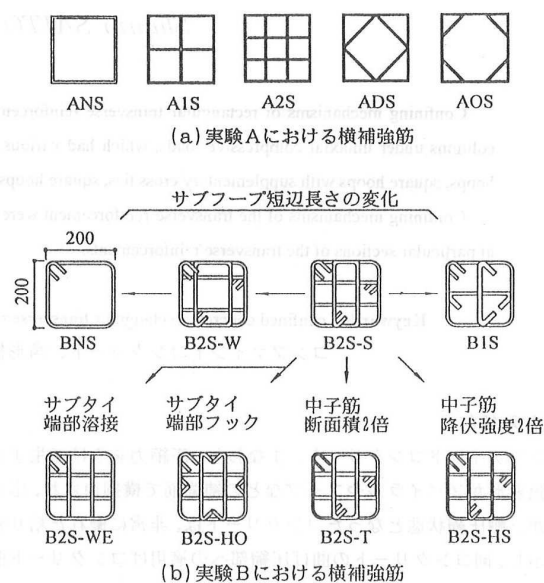


図 2.1 横補強筋の形状

表 2.1 試験体概要

試験体					横補強筋				S/D		Fo
名称		D×D×H	体数	Pσsy	b×b (φ)		σsy			S	
					外周筋	中子筋	外周筋	中子筋			
A	NS	200×200×400	1	5.7	9×9		350		0.25	50	31
	1S		1	5.2	7×7	7×7	320	320	0.23	45	
	2S		1	5.7	6.4×6.4	6.4×6.4	350	350	0.25	50	
	DS		1	5.4	7×7	7×7	320	320	0.25	50	
	OS		1	5.0	6.4×6.4	6.4×6.4	350	350	0.25	50	
B	2S-S	200×200×400	2	5.1	(5.6)	(5.6)	410	410	0.20	40	32
	2S-W		2	5.1	(5.6)	(5.6)	410	410	0.20	40	
	1S		2	5.2	(5.6)	(8.0)	410	410	0.20	40	
	NS		2	5.1	(8.0)		410		0.20	40	
	2S-T		2	5.1	(4.6)	(6.5)	390	410	0.20	40	
	2S-HS		2	4.8	(4.6)	(4.6)	390	770	0.20	40	
	2S-WE		2	5.1	(5.6)	(5.6)	410	410	0.20	40	
	2S-HO		2	5.1	(5.6)	(5.6)	410	410	0.20	40	

ϕ, b : 横補強筋の線径および線幅 (mm) σ_{sy} : 横補強筋降伏強度 (MPa) p_s : 横補強筋 (面積) 比 ($\sum a_s / SD$)
 $\sum a_s$: $(2+n) \times a_o$, ただし試験体 DS および OS は $(2+\sqrt{2}) \times a_o$ a_o : 横補強筋断面積 n : サブタイ本数
 $p_s \sigma_{sy}$: 平均拘束応力指標 (MPa) S : 横補強筋のピッチ (mm) D : 試験体一辺長さ (mm) H : 試験体高さ (mm)
 F_o : プレーンコンクリート強度 (MPa)

のと、サブタイの断面積、降伏強度および端部詳細を変化させた横補強筋を用いた試験体を設定した。コンファインドコンクリートについての他の基本的な影響要因としては、次のような一般的な値を用いた。すなわち、横補強筋についての $p_s \sigma_{sy}$ は 5.5 もしくは 5MPa 程度、横補強筋間隔と試験体一辺長さとの比である拘束応力分布指標 (S/D) は 0.2 もしくは 0.25、横補強筋の降伏強度は通常の 300～400 MPa 級とし、コンクリートは 30MPa 級のものをを用いた。

実験Aで用いた各種の横補強筋において、外周筋およびオーバーラップ型の正方形および八角形サブフープは、表 2.1 に示すそれぞれの矩形断面 ($b \times b$) を有する鉄筋を、仕口部で突合わせ溶接して特定の形状にしたものである。田形および囲形 (試験体：A 1 S および A 2 S) のサブタイは、一方向については外周筋と同じ $b \times b$ の矩形断面をもつサブタイを外周筋と突き当たる部分で溶接し、直交方向では、 $b \times (b/2)$ の矩形断面とした 2 本の鉄筋で、先の $b \times b$ 断面のサブタイを挟み、外周筋と重なる部分で突合わせ溶接している。なお、A D S 形および A O S 形における正方形および八角形サブフープは、正方形外周筋にオーバーラップ配筋されるだけで相互に溶接されていない。実験Bでは、折り曲げ内法直径および余長をそれぞれ $4d$ および $8d$ として製作した外周筋、サブフープおよびサブタイをそれぞれ組合せ、ラップさせている。用いた鉄筋は P C 鋼棒用ラインで製造した、ほぼ真円断面の各種直径を有する線材に熱処理を施して所定の降伏強度をもたせたものである。また、実験AおよびBいずれの横補強筋も明確な降伏棚を有する応力度－ひずみ度関係を示した。

試験体の製作には早強セメント、最大粒径が 20mm および 5mm である粗骨材と細骨材を用いた、表 2.2 に示す調合および強度・変形特性をもつコンクリートを使用した。

試験体は、断面が $200 \times 200\text{mm}$ 、高さが 400mm の角柱体で、いずれの試験体もかぶりコンクリートはない。

載荷は図 2.2 に示す方法で行った。単調単軸圧縮荷重

表 2.2 コンクリートの調合および強度・変形特性

シリーズ	調合					Fo (MPa)	ϵ_o (%)
	W/C(%)	C	S	G	AE剤		
実験A	58	310	766.0	996		31	0.21
実験B	47	413	707.0	949	1.03	32	0.22

(単位：kg/m³)

注) Fo：コンクリート圧縮強度 ϵ_o ：圧縮強度時ひずみ

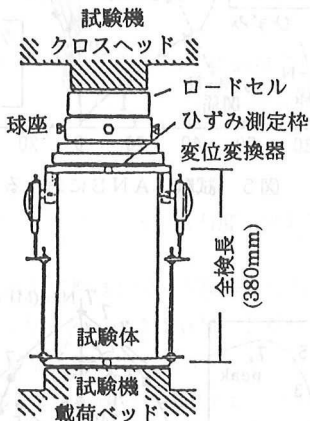


図 2.2 載荷・測定方法

は 2MN, もしくは 5MN の圧縮試験機で, JIS に準拠した載荷速度を手動調節して加えた。
なお, 球座は載荷重の偏心を取り除いた後にボルトで固定した。

試験体の軸ひずみ度は, 図 2.2 に示すように検長 380mm 区間で, ストローク 50mm のダイヤルゲージ式変位変換器を用いて測定した。また, 横補強筋の局部に作用する軸力と曲げモーメントを調べるため, 横補強筋の所定の位置で試験体側面の表側とコアコンクリート側における横補強筋のひずみ度を, 検長 2mm の箔ひずみゲージによって測定した。なお, 箔ひずみゲージは, 外周筋およびサブフープ隅角部端部などでは, 折り曲げ部分および溶接の脚長部分を避け, その部分に隣接する直線部に貼布した (たとえば, 隅角部端部でのその位置は外周筋の外縁からほぼ 20mm 程度であった)。ここで, 同じ位置で表裏に 2 枚のゲージを貼付したのは次の理由による。横補強筋に軸力 (N) とともに曲げモーメント (M) が作用する場合, 横補強筋の一側面のみのひずみ測定からは, コンクリートの拘束状態と関連する横補強筋の (M, N) 状態は把握できない。たとえば角形横補強筋の場合, 一側面の測定ひずみ値が横補強筋の降伏ひずみ度以上になっても, それはフープテンション状態の円形横補強筋の場合のように, 横補強筋断面が全塑性 M-N 相関関係に達したことを示すものではなく, 単に降伏 M-N 相関関係を越える (M, N) 状態になったことを示すだけで, 明確な断面力の状態を知ることができないためである。なお, 横補強筋に作用する M および N は, コアコンクリート側とその反対側で断面の対称位置に貼付した箔ひずみゲージのひずみ測定値と平面保持の仮定, ならびに横補強筋の完全弾塑性型応力度-ひずみ度関係モデルに基づいて算定している。算定法は次節に示す。

2-3 横補強筋における M-N Interaction 算定方法

コンクリートを鉄筋で横補強することにより、そのコンクリート部材の強度及び変形性能は大幅に改善されることがすでに知られている。形状が円形もしくは角形断面で同じコンクリート強度の試験体に、同じ横補強筋量を配置した場合、明らかに円形横補強筋の方がコンファインドコンクリートの強度・変形特性が優れていることが既往の実験で既に知られている。これはコアコンクリートに及ぼす拘束力が横補強筋に生ずる応力状態の違いによって異なるためである。そこで、横補強筋のコアコンクリート側とその反対側にワイヤーストレインゲージを貼付し、横補強筋のひずみを測定することで、横補強筋各部に作用する曲げモーメント及び軸力を算定し、試験体の拘束メカニズムを考察しようとするものである。

以下、横補強筋のひずみ分布から、曲げモーメント及び軸力を算定する方法を示す。

M-N算定式(横補強筋断面が円形の場合)

d : 横補強筋直径 (mm)

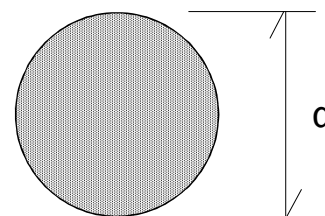
ε_1 : 横補強筋内側の測定ひずみ (ただし、引張側を正とする)

ε_2 : 横補強筋外側の測定ひずみ (ただし、引張側を正とする)

σ_{sy} : 横補強筋の降伏応力度 (N/mm²)

E : 横補強筋のヤング係数 (N/mm²)

ε_y : 横補強筋降伏ひずみ ($=\sigma_{sy}/E$)

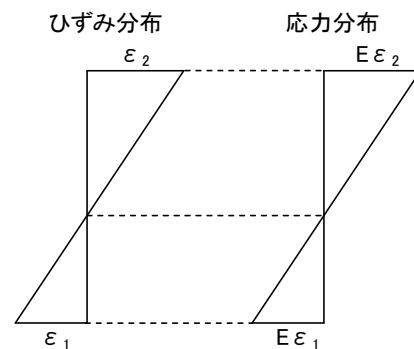


横補強筋断面図

CASE I ($-\varepsilon_y \leq \varepsilon_1 \leq \varepsilon_y, -\varepsilon_y \leq \varepsilon_2 \leq \varepsilon_y$).....内側、外側とも弾性範囲

$$N = \pi E d^2 \cdot \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{8}$$

$$M = \pi E d^3 \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{64}$$

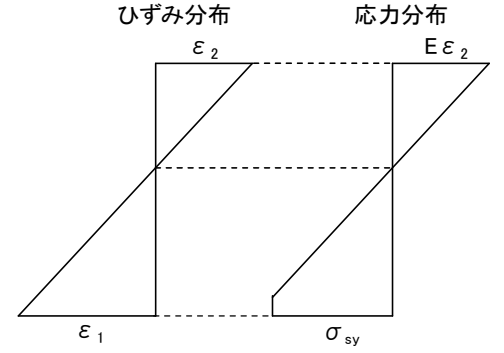


CASE I

CASE II ($\varepsilon_y < \varepsilon_1, -\varepsilon_y \leq \varepsilon_2 \leq \varepsilon_y$)

..... 内側降伏, 外側弾性

$$\theta' = \sin^{-1} \left(1 - 2 \frac{\varepsilon_y - \varepsilon_2}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} \right)$$



CASE II

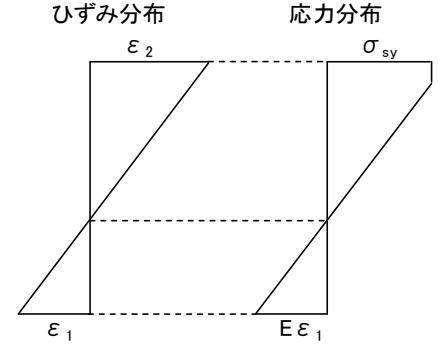
$$N = \frac{Ed^2}{8} (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\sin 2\theta'}{2} - \theta \right) + \frac{Ed^2}{4} (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \left(\frac{\cos \theta'}{4} + \frac{\cos 3\theta'}{12} \right) + \frac{E\varepsilon_y d^2}{4} \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\sin 2\theta'}{2} + \theta' \right)$$

$$M = -\frac{Ed^3}{4} \left\{ \left(\frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} - \varepsilon_y \right) \left(\frac{\cos \theta'}{4} + \frac{\cos 3\theta'}{12} \right) + \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{16} \left(\frac{\pi}{2} - \theta' + \frac{\sin 4\theta'}{4} \right) \right\}$$

CASE II' ($\varepsilon_y < \varepsilon_1, -\varepsilon_y \leq \varepsilon_2 \leq \varepsilon_y$)

..... 内側弾性, 外側降伏

$$\theta' = \sin^{-1} \left(1 - 2 \frac{\varepsilon_y - \varepsilon_2}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} \right)$$



CASE II'

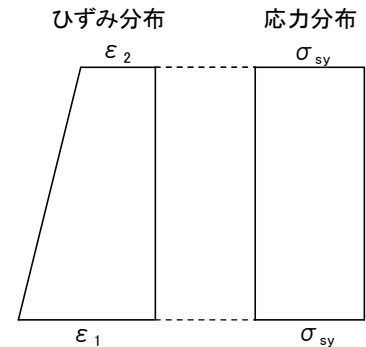
$$N = \frac{Ed^2}{8} (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\sin 2\theta'}{2} + \theta \right) + \frac{Ed^2}{4} (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \left(\frac{-\cos \theta'}{4} + \frac{-\cos 3\theta'}{12} \right) + \frac{E\varepsilon_y d^2}{4} \left(\frac{-\sin 2\theta'}{2} - \theta' + \frac{\pi}{2} \right)$$

$$M = -\frac{Ed^3}{4} \left\{ \left(\frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} - \varepsilon_y \right) \left(\frac{-\cos \theta'}{4} + \frac{-\cos 3\theta'}{12} \right) + \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{16} \left(\frac{\pi}{2} + \theta' - \frac{\sin 4\theta'}{4} \right) \right\}$$

CASE III ($\varepsilon_y < \varepsilon_1, \varepsilon_y < \varepsilon_2$) 内側, 外側とも引張降伏

$$N = \frac{\pi}{4} d^2 E \cdot \varepsilon_y$$

$$M = 0$$



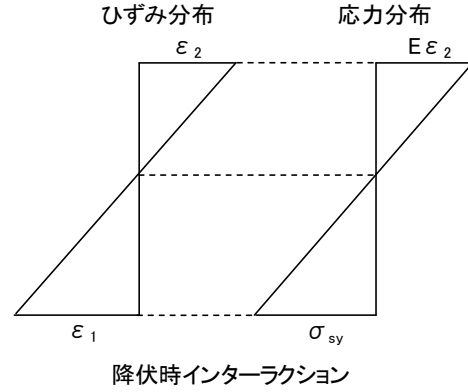
CASE III

降伏開始Interactionの算定

$$N = \frac{\varepsilon_y + \varepsilon}{2} \cdot E \cdot \pi r^2 \quad \text{より,} \quad \frac{N}{4\pi r^2} = \frac{\varepsilon_y + \varepsilon}{8} \cdot E$$

$$M = \frac{\varepsilon_y - \varepsilon}{8} \cdot E \cdot \pi r^3 \quad \text{より,} \quad \frac{M}{\pi r^3} = \frac{\varepsilon_y - \varepsilon}{8} \cdot E$$

$$\therefore \frac{N}{4\pi r^2} + \frac{M}{\pi r^3} = \frac{\varepsilon_y \cdot E}{4} = \frac{\sigma_{sy}}{4}$$



全断面塑性Interactionの算定

$$M = \int_A \sigma \cdot y \, dA$$

$$= \int_{-r}^{d-r} -\sigma_{sy} \cdot y \cdot 2\sqrt{r^2 - y^2} \, dy + \int_{d-r}^r \sigma_{sy} \cdot y \cdot 2\sqrt{r^2 - y^2} \, dy$$

$$= 2\sigma_{sy} \left(\int_{d-r}^{-r} y\sqrt{r^2 - y^2} \, dy + \int_{d-r}^r y\sqrt{r^2 - y^2} \, dy \right)$$

$$= 2\sigma_{sy} \left(\int_{\theta_1}^{-\pi/2} (r \sin \theta \cdot r^2 \cos^2 \theta) d\theta + \int_{\theta_1}^{\pi/2} (r \sin \theta \cdot r^2 \cos^2 \theta) d\theta \right)$$

$$= 2\sigma_{sy} \cdot r^3 \left(\left[-\frac{\cos^3 \theta}{3} \right]_{\theta_1}^{-\pi/2} + \left[-\frac{\cos^3 \theta}{3} \right]_{\theta_1}^{\pi/2} \right)$$

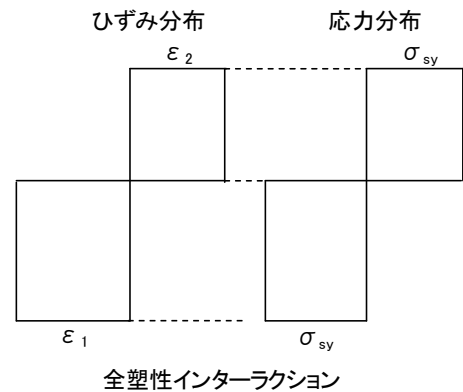
$$= \frac{4}{3} \sigma_{sy} \cdot r^3 \cdot \cos^3 \theta_1$$

$$N = \int_A \sigma \, dA$$

$$= 2\sigma_{sy} \left(\int_{\theta_1}^{-\pi/2} (r^2 \cos^2 \theta) d\theta + \int_{\theta_1}^{\pi/2} (r^2 \cos^2 \theta) d\theta \right)$$

$$= 2\sigma_{sy} \cdot r^2 \left(\left[\frac{\theta}{2} + \frac{\sin 2\theta}{4} \right]_{\theta_1}^{-\pi/2} + \left[\frac{\theta}{2} + \frac{\sin 2\theta}{4} \right]_{\theta_1}^{\pi/2} \right)$$

$$= -\sigma_{sy} \cdot r^2 (2\theta_1 + \sin 2\theta_1)$$



2-4 角形横補強筋の拘束機構

2.4.1 横補強筋形状の影響（実験A）

図 2.3 は、実験Aにおける試験体の応力度－ひずみ度関係を示したものである。ここで、横補強筋の形状のみが異なり、 S/D や $p_s\sigma_{sy}$ などの他の条件がほぼ同じである。同図によれば、応力度－ひずみ度関係には顕著な差が見られ、この差異は角形横補強筋の形状による拘束機構に起因すると考えられる。それ故、本項では、角形横補強筋の断面に作用する（M－

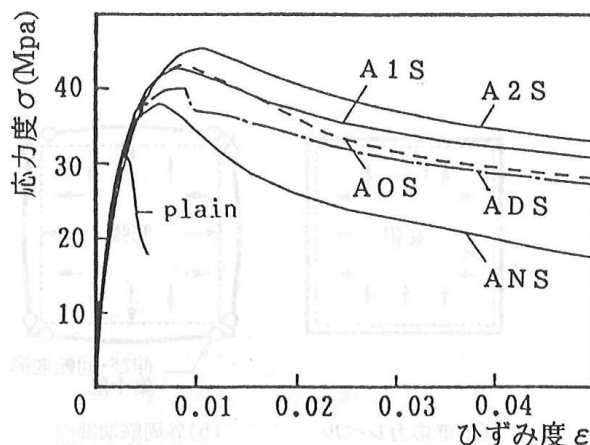


図 2.3 試験体(実験 A)の応力度－ひずみ度関係

N) 状態を直接調べることから、同補強筋の拘束機構を考察する。図 2.5～2.9 は、箔ひずみゲージによる測定ひずみから算出した、横補強筋の局部に作用する曲げモーメントと軸力 (M, N) を M－N 平面にプロットしたものである。すなわち、それら各図中の挿絵に示す各種形状の横補強筋における①～④の数字で示す各位置の断面に作用する (M, N) を、同じく挿絵の試験体の応力度－ひずみ度曲線上に数字で表す载荷ステップ順に示した。また、それら図中には各補強筋断面の降伏 M－N 相関関係、および全塑性 M－N 相関関係（以下、それぞれ y M－N 関係、p M－N 関係と略記する）もそれぞれ破線と実線で併記している。なお、縦軸および横軸はそれぞれ N/b^2 および M/b^3 で表示している。また、曲げモーメントは原則として、試験体断面の中心からみて外側に凸の変形を生ずる場合を正方向としている。

2.4.1.1 試験体 ANS の場合

図 2.5 は試験体 ANS, すなわち正方形外周筋のみの横補強筋(口形)に関する結果を示したものである。同図より口形の場合の拘束機構に関して以下のようなことが推測される。まず、試験体としての応力レベルが無補強試験体の圧縮強度 (F_0) 付近（ステ

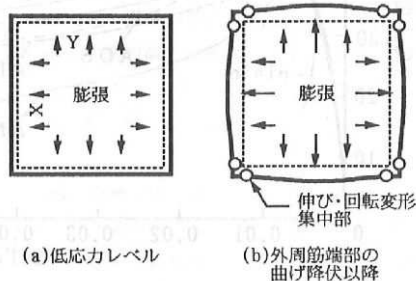


図 2.4 外周筋の変形状態(模式図)

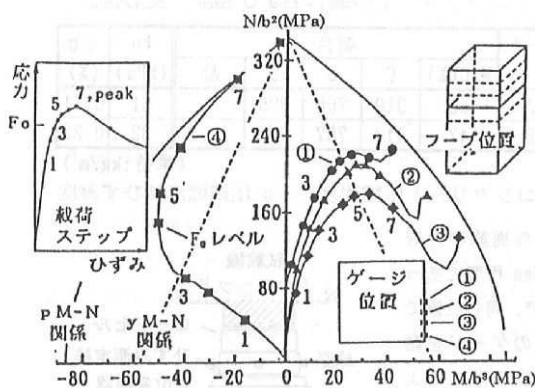


図 2.5 試験体 ANS における M-N 関係

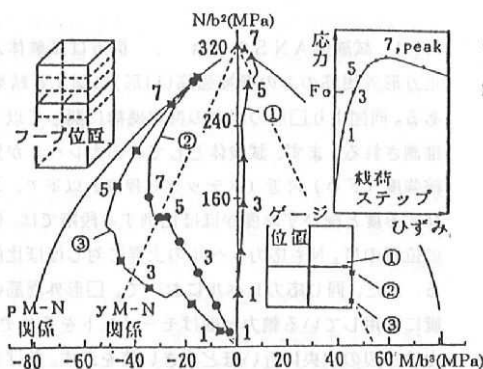


図 2.6 試験体 AIS における M-N 関係

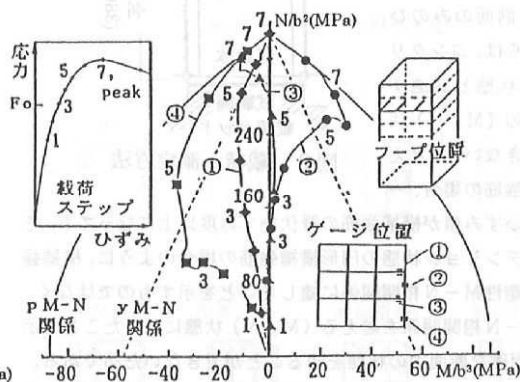


図 2.7 試験体 A2S における M-N 関係

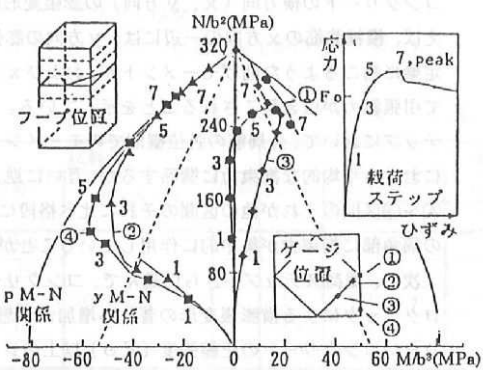


図 2.8 試験体 ADS における M-N 関係

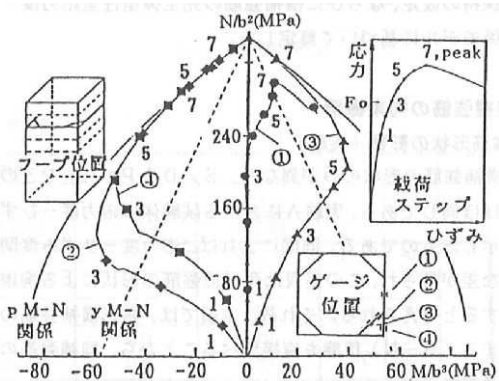


図 2.9 試験体 AOS における M-N 関係

ップ3程度)以下で、コンクリートの軸ひずみ度と横ひずみ度がほぼ比例する段階では、横補強筋のいずれの位置のM, Nも応力レベルの上昇に対しほぼ比例的に増大している。また、同じ応力レベルにおいて、□形外周筋の一边の①～④位置に作用している軸力と曲げモーメントをそれぞれ比較すると、軸力は一辺の中央に近いほど大きい値を示す。曲げモーメントは①～③位置で殆ど変わらないが、端部④位置では2倍程度の逆方向曲

げモーメントを示している。これは図 2.4 に模式的に示すように、コンクリートの横方向（ x ， y 方向）の膨張変形に起因して、たとえば、横補強筋の x 方向の一辺には、 y 方向の膨張によって両端固定梁に起こるような曲げモーメントが、および x 方向の膨張によって引張軸力が引き起こされることを示している。また、同じ载荷ステップにおいて、外周筋の各位置間でのモーメント差はそれら区間における平均的な拘束力に関係するが、互いに逆方向となっている④～③区間のそれが他の区間のそれに比べ格段に大きく、横補強筋の隅角部に拘束力が集中的に作用していることが推測される。

次に、载荷ステップがさらに進んで、コンクリート内部のマイクロクラックによる横膨張変形の著しい増加が生じる^{2.8, 2.9)}、プレーンコンクリートの圧縮強度（ F_o ）以上のレベルになると、一辺中央部の①～③の位置において曲げモーメントの増加も見られるが、端部④位置の軸力が y M-N 関係を越えて急増する。このことは、横補強筋は伸び変形によってもコンクリートの膨張変形に対処していることを推測させる。さらに試験体としての応力が圧縮強度点（载荷ステップ 7）近くになると、横補強筋の一辺中央部での（ M ， N ）状態は y M-N 関係を僅かに越える状態に過ぎないものの、端部の④位置では、曲げモーメントの影響によって一軸降伏耐力よりも小さい軸力付近で p M-N 関係に到達する。以上のことは、(1)横補強筋のコンクリートの横膨張変形に対する抵抗機構が、図 2.4(b)に示すように、横補強筋の一辺の中央部よりも、端部④位置での伸び変形および曲げ変形に対する抵抗と大きく関連していること、(2)試験体の圧縮強度点は、④位置での横補強筋断面が全塑性状態になって、コンクリートの横膨張変形に対する抵抗剛性がほぼなくなる時点で起こること、などを推測させる。田中ら^{2.10)}は□形のフープの降伏現象がコンファインドコンクリートの応力度－ひずみ度関係におよぼす影響を模擬的な実験によって調べ、横拘束力が減少するとコンファインドコンクリートの応力が低下することを示している。これは、上述した実際のコンファインドコンクリートの拘束機構の妥当性を補うものであろう。

2.4.1.2 試験体 A 1 S の場合

図 2.6 は試験体 A 1 S，すなわち□形の外周筋の中央にサブタイを溶接した田形についての結果を示したものである。同図によれば、サブタイ脚部近くにおける外周筋の②位置では、外周筋隅角部端部③位置と同方向の曲げモーメントを受ける。また、サブタイは外周筋と異なって、試験体応力レベルの低い段階から一軸に近い状態で卓越した引

張軸力が生じている。これらのことは、サブタイが、両側の隅角部を固定端とする梁のような外周筋を中間支持するような役割を担い、コンクリートの横膨張変形を直接有効に拘束していることを推測させる。試験体応力が一層上昇して F_0 を越えるレベル（4～5 載荷ステップ）になると、外周筋端部③位置とサブタイ①位置には、コンクリートの横膨張変形の顕著な増加に起因すると思われる引張軸力の増加が生じて、それら各位置での（M，N）状態は p M－N 関係に接近し、載荷ステップ 7 の試験体最大応力度レベルでは p M－N 関係に到達している。このことは、田形横補強筋を用いたコンファインドコンクリートも□形の場合と同様に、試験体の最大耐力が、コンクリートの横膨張変形に対する横補強筋の抵抗剛性がほぼなくなる時点で生ずることを推測させる。

2.4.1.3 試験体 A 2 S の場合

サブタイ本数が田形に比べさらに増加した試験体 A 2 S，すなわち囲形横補強筋の場合の結果を図 2.7 に示す。同図によれば、サブタイ脚部の①および③位置では田形の場合と同様、低い応力レベルから軸力 N の卓越した応力状態となっている。これは、サブタイが試験体断面の比較的中央に配置され、その位置で生ずるコンクリートの横膨張変形を、曲げでなく主として軸変形で直接的に有効に拘束することによると考えられる。このサブタイの拘束作用は他の研究によっても指摘されているが^{2.11, 2.12)}、外周筋の端部の④位置および中央の②位置における（M，N）状態を曲げモーメントのより小さいものとする。すなわち、④位置および②位置での M－N 関係の勾配は、サブタイ本数が少ない□および田形の場合のそれよりも急となっている。また、載荷ステップがさらに進むと、外周筋端部の④位置、サブタイ脚部の①、③位置での M－N 関係では軸力が増大し、試験体の最大耐力時ではいずれの位置でも、ほぼ横補強筋断面の一軸引張降伏耐力に近い値を示して p M－N 関係に到達している。これらの結果は、サブタイ本数の増加が、横補強筋位置におけるコンクリートへの拘束力分布をより一様化させることを示唆している。

2.4.1.4 試験体 A D S の場合

試験体 A D S，すなわち□形の外周筋に正方形サブフープをラップさせた場合の結果を図 2.8 に示す。同図によれば、外周筋の中央①位置の（M－N）状態は、□形外周筋のみの場合に比べ、低応力レベルにおいて軸力が卓越するものとなっている。さらに載

荷ステップが4付近の応力レベル,すなわち正方形サブフープ筋の端部②位置が全塑性状態にほぼ到達して,外周筋中央①位置でのコンクリートの横膨張変形が生じやすくなる段階になると,①位置での曲げモーメントの増加,端部④位置での軸力の急増が生じている。これらのことから次のようなことが推測される。(1)正方形サブフープは,溶接によらずとも,ラップ位置での横膨張変形を良好に拘束して,外周筋の曲げモーメントを低減させること,(2)同サブフープの断面が全塑性化して外周筋中央位置での横膨張変形が容易に生じやすくなると,試験体A N Sの□形の場合と同様に,外周筋隅角部端部の④位置では軸力の急増によって全塑性状態に達し,試験体の最大耐力点が生起すること,などが推測される。

2.4.1.5 試験体A O Sの場合

図2.9に,八角形サブフープを□形の外周筋に重ねあわせた試験体A O Sの場合の結果を示す。同図より次のようなことが分かる。(1)外周筋の中央①位置での(M, N)状態は,図2.8の正方形サブフープの場合と同様,軸力の卓越するものとなっており,八角形サブフープはコンクリートの横膨張変形を良好に拘束している。(2)サブフープ一辺の端部②位置の断面が全塑性化する試験体応力レベル(載荷ステップ4)になると,外周筋の端部④位置においても軸力が急増して,p M-N関係への到達が起こり,試験体は最大耐力点に達している。しかし,外周筋中央部の(M, N)状態はp M-N関係には達しておらず,他の試験体と同様,外周筋端部④位置でのコンクリートの横膨張変形に対する抵抗剛性が,拘束機構のキーポイントであると推測される。

以上に述べた試験体A D SとA 1 S,および試験体A O SとA 2 Sにおける拘束機構の類似性,すなわちサブフープ(タイ)隅角部近傍の全塑性化後,外周筋隅角部端部の全塑性化によって試験体は最大耐力を示すという拘束機構の類似性は,試験体A D SおよびA O Sが,換算断面積 Σa_s (表2.1脚注参照)をもつサブタイを想定すればA 1 S(田)形試験体およびA 2 S(罫)形試験体によって評価できることを推測させる。

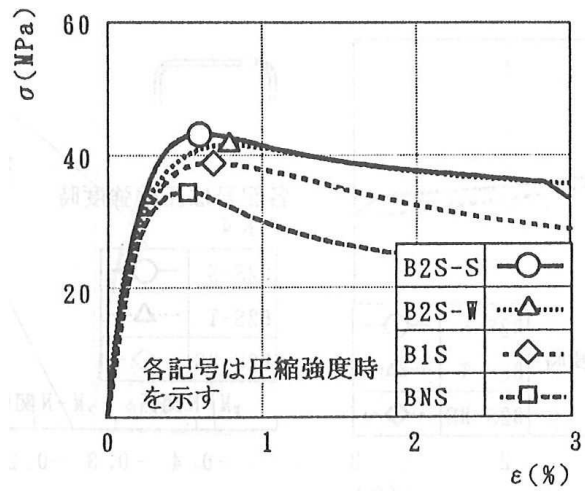
2.4.2 サブフープ（タイ）の詳細

の影響（実験B）

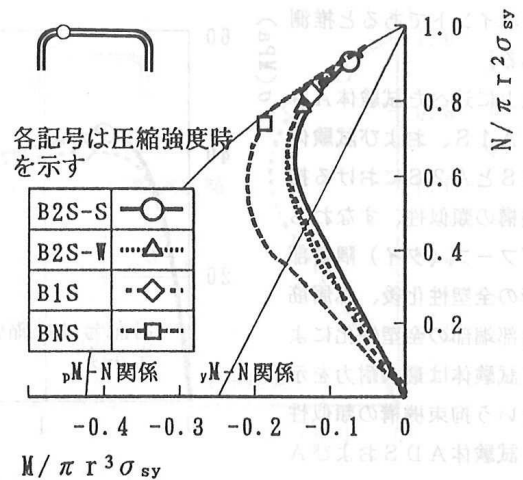
横補強筋の $p_s\sigma_{sy}$ と S/D およびコンクリート強度 F_o が同一条件下で、囲型タイプを基本として、サブフープ（タイ）の詳細の影響を調べた実験Bの結果について述べる。

2.4.2.1 サブタイの脚間距離の影響

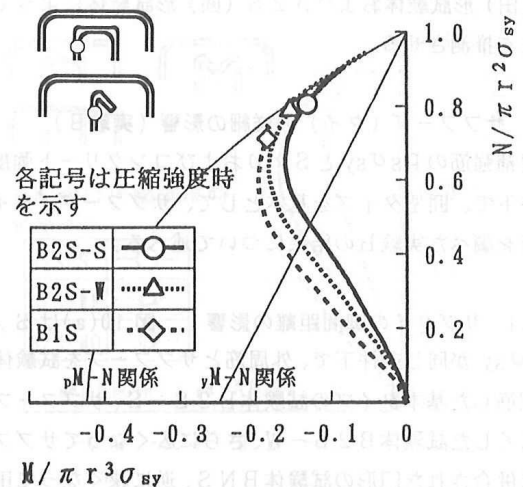
図 2.10(a)は S/D および $p_s\sigma_{sy}$ が同じ条件下で、外周筋とサブフープを試験体断面で均等に配筋した基本タイプの試験体 B 2 S - S，サブフープの脚間距離を広くした試験体 B 2 S - W，さらに広がってサブフープが外周筋に併合された□形の試験体 B N S，逆に狭くなって田形を構成するサブタイになった試験体 B 1 S の応力度-ひずみ度関係を比較したものである。横補強筋の形状が□形の試験体 B N S から田形の試験体 B 1 S，囲形の試験体 B 2 S - W および B 2 S - S と変化するに従って、圧縮強度は大に、S - S 関係は粘り強いものになっている。この差は他の条件が同じであることから横補強筋の形状によるものと考えられる。具体的には実験Aの結果についての考察から、(1)サブタイの本数および脚間距離などに関連する横補強筋位置での拘束力分布、ならびに(2)拘束力に直接関係する横補強筋断面の軸力の大きさによら



(a) 応力度-ひずみ度関係



(b) 外周筋隅角部端部のM-N関係

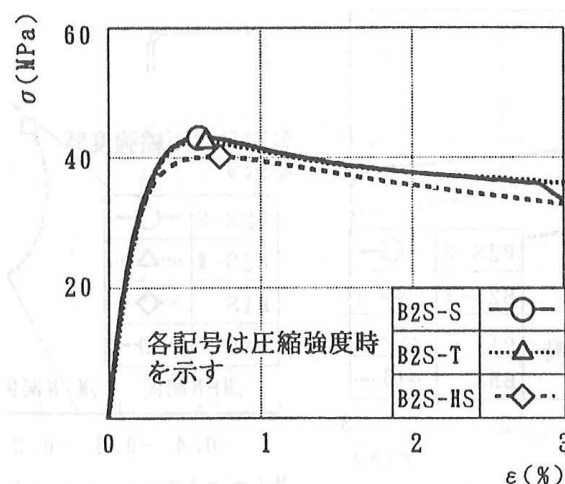


(c) サブフープ(タイ)内周端部

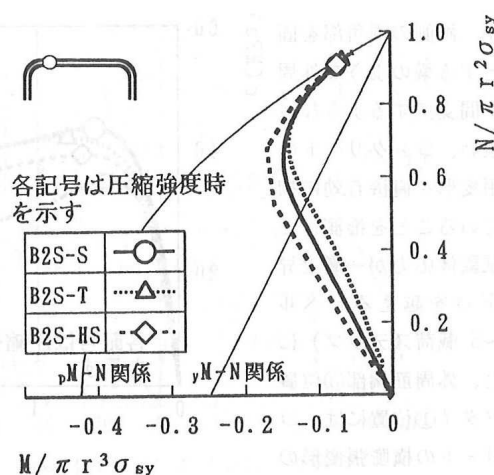
図 2.10 サブタイの脚間距離の影響

す曲げモーメントの影響などに起因するものと考えられる。したがって以下に、拘束機構に直接関係する外周筋隅角部端部およびサブフープ（タイ）内周端部のM-N関係について考察する。なお、実験Bでは σ_{sy} の異なる場合も取り扱っているため、M-N関係の縦軸および横軸はそれぞれ無次元化軸力 $N / \pi r^2 \sigma_{sy}$ および無次元化モーメント $M / \pi r^3 \sigma_{sy}$ で表示している。

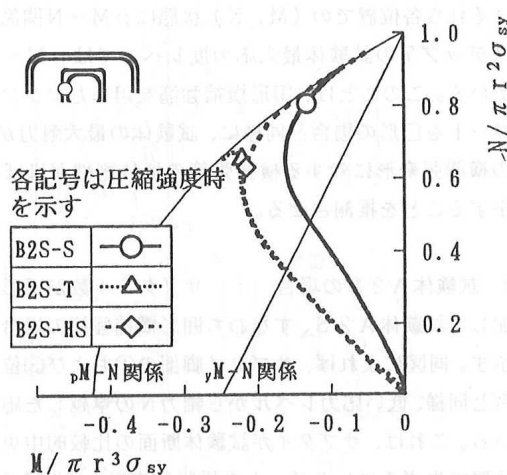
図 2.10(b)によれば、外周筋端部のM-N関係は、サブフープ（タイ）がある試験体間では余り差がみられなかったものの、外周筋のみの試験体BNSでは実験Aと同様、曲げモーメントが顕著なM-N関係を示し、圧縮強度時の軸力は低いものであった。図 2.10(c)はサブフープ（タイ）内周端部におけるM-N関係を示したものである。サブフープの場合、脚間距離が大きい試験体B2S-Wの方が若干曲げモーメントの卓越するM-N関係を示し、圧縮強度時軸力も小となる傾向がみられた。また、フック付きサブタイをもつ試験体B1Sでは、曲げモーメントがより卓越するM-N関係および圧縮強度時における低い無次元化軸力を示した。なお、この曲げモーメントの顕著な卓越には、フック折り曲げ端部に及ぼすコンクリート横膨張変形の作用が考えられる。



(a) 応力度-ひずみ度関係



(b) 外周筋隅角部端部のM-N関係



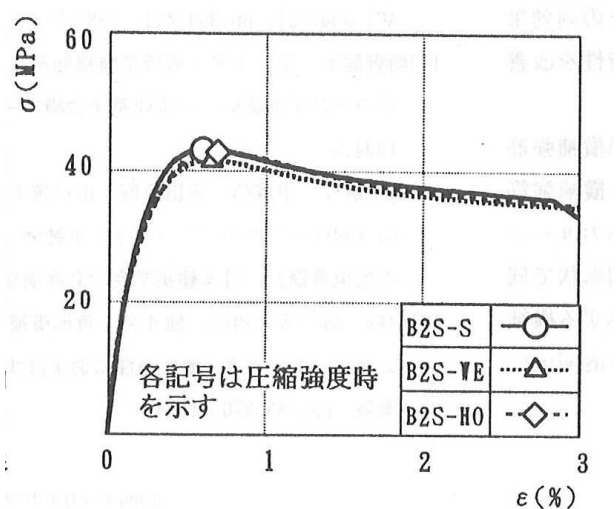
(c) サブフープ(タイ)内周端部

図 2.11 サブタイの鉄筋径
および降伏強度の影響

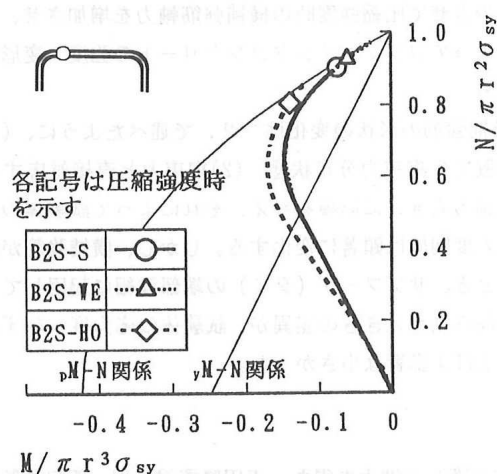
サブフープの外周部の長さが大で、横補強筋体積比が試験体B2S-Sに比べて大であるにもかかわらず、低い圧縮強度を示した試験体B2S-Wの結果は、上記の(1)および(2)の原因に起因して生じたと考えられるが、このことは同時に次のことも示唆すると思われる。すなわち、拘束効果を表現する補強筋比としては、面積比(表2.1脚注参照)の方が体積比に比べより合理的であることを示すと思われる。

2.4.2.2 サブフープの断面積および降伏強度の影響

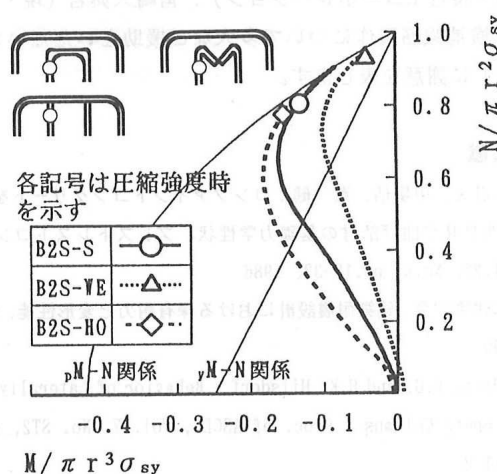
図2.11は、囲形状および $p_s\sigma_{sy}$ がおなじ条件下において、サブフープ鉄筋の断面積を2倍にしたB2S-Tと、その降伏強度を約2倍にした試験体B2S-HSについての結果を示したものである。図2.11(a)の応力度-ひずみ度関係によれば、試験体B2S-Tは基準の試験体B2S-Sとほぼ同じS-S関係を示した。これに対し試験体B2S-HSは、圧縮強度点に至る付近での接線勾配の減少、小さい圧縮強度および大きい圧縮強度時ひずみ度などを示した。この原因の1つとして高強度鉄筋を用いた試験体B2S-HSでは、普通鉄筋を用いた試験体B2S-Sと $p_s\sigma_{sy}$ が同じため、横補強筋の断



(a) 応力度-ひずみ度関係



(b) 外周筋隅角部端部のM-N関係



(c) サブフープ(タイ)内周端部

図2.12 サブタイの端部詳細の影響

面積が小で軸引張剛性は小さくなる。このため、コンクリートの横膨張変形に対する抵抗性が低くなることが推測される^{2.12~2.14)}。一方、外周筋隅角部端部におけるM-N関係図を図2.11(b)に示すが、いずれの試験体の場合も圧縮強度時には p M-N関係に達し、同程度の無次元化軸力を示している。また、サブタイ内周端部のM-N関係を示した同図(c)によれば、試験体B2S-TおよびB2S-HSのサブタイは圧縮強度時にはいずれも p M-N関係にほぼ達しているが、そのときの無次元化軸力は試験体B2S-Sのそれに比べ小さい傾向がみられた。M-N関係におけるこれらの結果は必ずしもS-S関係における差と対応しないが、このことは逆に横補強筋が囲形状で同じであれば、その無次元化軸力の差が試験体のS-S関係におよぼす影響が小さいことを推測させる。言い換えれば、S-S関係は横補強筋の形状により大きく影響されることが推測される。

2.4.2.3 サブタイの端部詳細の影響

サブフープを用いた試験体B2S-S、サブタイが外周筋に溶接された試験体B2S-WE、および135°フックをもつサブタイを用いた試験体B2S-HOについての結果を図2.12にまとめて示す。同図(b)は、外周筋隅角部端部のM-N関係を比較したものであるが、いずれの試験体の場合でもほぼ同様なM-N関係を示している。また、同図(c)に示すサブタイ内周端部のM-N関係は、基準の試験体B2S-Sに比べ、外周筋に溶接された試験体B2S-WEでは軸力卓越型のものに、端部フック形の試験体B2S-HOでは試験体B1Sの場合と同様、フックに起因して曲げモーメントが卓越するものとなり、圧縮強度時軸力も若干相違する傾向がある。しかし、いずれも囲形状で拘束力分布におよぼす形状の影響が同じであるため、軸力のこの程度の差異は、図2.12(a)および既往の他の研究^{2.2)}に示されるように、応力度-ひずみ度関係には殆ど差を与えなかったと推測される。

2-5 まとめ

普通強度のコンクリートおよび角形横補強筋で構成され、ほぼ同じ拘束応力分布指標 (S/D) と拘束応力指標 ($p_s\sigma_{sy}$) をもつコンファインドコンクリートにおいて、横補強筋の形状ならびにサブフープ (タイ) の詳細に着目し、同補強筋の拘束機構がどのように異なるかを、横補強筋の各位置の断面に作用する曲げモーメント (M)、軸力 (N) を調べることから考察した。限られた範囲内での検討であるが、本研究で得られた主な結果を以下に示す。

1. 角形横補強筋を有するコンファインドコンクリートでは、コンクリートの圧縮応力が横方向膨張変形が顕著に生ずる高レベルになると、軸力が卓越する傾向のあるサブタイの断面が外周筋より先に全塑性状態に達する。それに起因して生じ易くなった試験体断面中央部のコンクリートの横方向変形によって外周筋の隅角部近傍の断面が全塑性化する。その結果、外周筋には伸び変形と曲げ変形が容易に許容される機構が生じ、横補強筋のコンクリートの横膨張変形に対する抵抗がほぼなくなる時点で試験体は圧縮強度に達する (図 2.5~2.9 参照)。
2. サブタイは溶接タイプおよびラップタイプのいずれの場合でも、サブタイ位置で生ずるコンクリートの横膨張変形を軸変形によって直接的に拘束する傾向があるため、サブタイ断面には曲げモーメントよりも軸力が卓越する (M , N) 状態が生ずる。一方、外周筋断面の (M , N) 状態は、サブタイの横方向変形拘束作用によって曲げモーメントが減少するため、サブタイのないものに比べ軸力の卓越するものに変化する (図 2.5~2.7 参照)。したがって、サブタイ本数の増加は、横補強筋位置におけるコンクリートへの拘束力の分布状態を一様化させると同時に、横補強筋断面に作用する曲げモーメントを減少させて圧縮強度時の横補強筋軸力を増加させ、その両効果によってコンファインドコンクリートの強度・変形特性を改善する。
3. 横補強筋の形状の変化は、2. で述べたように、横補強筋位置での拘束力分布状態と、拘束力と直接対応する横補強筋の軸力の大きさに影響を与え、それによって試験体の応力度-ひずみ度関係は顕著に変化する。しかし、横補強筋が囲形状のとき、サブフープ (タイ) の端部詳細に起因して生ずる横補強筋軸力の大きさの差異が、試験体の応力度-ひずみ度関係におよぼす影響は小さかった。

参考文献

2. 1) 鈴木計夫, 中塚侑, 蔡 健: コンファインドコンクリートを利用する高靱性 P R C 曲げ部材の基礎力学性状, プレストレストコンクリート, vol. 28, No. 6, pp. 18-33, 1986
2. 2) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, pp. 507-525, 1990
2. 3) Burdette E. G. and H. K. Hilsdorf: Behavior of Laterally Reinforced Concrete Columns, Proc. of ASCE, Vol. 97, No. ST2, pp. 587-602, 1971. 2
2. 4) Sheikh S. A. and Uzumeri S. M.: Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns, Proc. of ASCE, Vol. 108, pp. 925-950, 1982. 4
2. 5) 服部宏巳, 近藤洋右, 畑中重光, 谷川恭雄: 帯筋形状の異なるコンファインド高強度コンクリートの有効側圧, 日本建築学会大会講演梗概集, pp. 1. 25-1028, 1992
2. 6) 鈴木計夫, 中塚侑, 島崎敦志, 平松一夫: コンファインドコンクリートにおける角形横補強筋の拘束機構, 日本建築学会大会講演梗概集, pp. 1917-1918, 1983
2. 7) 鈴木計夫, 中塚侑, 吉田晴彦: 円形補強筋を用いたコンファインドコンクリートの強度および変形特性, 材料, No. 376, pp. 2703-2722, 1985. 1
2. 8) コンクリート便覧: 日本コンクリート工学協会編, pp. 77-80, 1976
2. 9) 奥島正一, 鈴木計夫, 中塚 侑: モデルコンクリートの破壊特性について, 日本建築学会大会講演梗概集, pp33-34, 1972
2. 10) 六車 熙, 渡邊史夫, 田中仁史: 角形フープ筋降伏現象の拘束コンクリート応力-歪み曲線におよぼす影響に関する研究, 日本建築学会大会講演梗概集, pp. 1921-1922, 1983
2. 11) 市川敦史, 菅野俊介, 長嶋俊雄, 木村秀樹: 超高強度コンクリート柱の中心圧縮性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, 13-2, pp. 403-407, 1991
2. 12) 上之蘭隆志, 平石久廣, 山本孝一: 高強度 R C による新世代の R C 構造-高強度材料の特性;-鉄筋-, 建築技術, pp64--72, 1994. 6
2. 13) ACI Committee 363: State of the Art Report on High Strength Concrete, ACI Journal, pp. 364-411, 1984. 7-8
2. 14) 崎野健治, 孫 玉平: 直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 461 号 pp. 95-104, 1994. 7

2. 15) 鈴木計夫, 中塚 侑, 正田隆啓, 山口善史, 菅田昌広: 強度・変形特性と曲げ靱性
のためのコンファインド補強について (その 1, 角形横補強筋の拘束機構), 日
本建築学会大会講演梗概集, pp. 929-930, 1989
2. 16) 中塚 侑, 阪井由尚, 他 4 名: 角形横補強筋の詳細がコンファインドコンクリー
トの強度・変形特性におよぼす影響, 日本建築学会大会講演梗概集, pp. 369-370,
1994

第 3 章 高強度材料による円形コンファインドの 強度・変形特性

第3章 高強度材料による円形断面コンファインドコンクリートの強度・変形特性

3-1 はじめに

コンファインドコンクリートは、コンクリート部材の曲げ靱性改善に非常に有効であることが実験的・解析的に明らかにされ、同コンクリートを用いる部材の曲げ靱性の改善手法や設計法の提案なども行われている^{3.1~3.4)}。同設計法を確立するための基礎となるコンファインドコンクリートの強度・変形特性は、普通強度の材料を用いる場合については、次第に明らかにされてきた^{3.5~3.9)}。しかし、近年注目されてきた高強度材料を用いる場合、横補強筋が降伏しない、予測するほどの横拘束効果が期待できない等、普通強度の場合とは異なる性状を示すことが指摘されてきているものの^{3.10~3.13)}、その理由については未だ十分に解明されていない。

材料が高強度化すると、たとえば、コンクリート強度が大になると応力-ひずみ関係は弾性的なものとなって、横補強筋の拘束効果と直接関係する圧縮破壊近くでの横方向ひずみは小さいものとなる^{3.10)}。一方、横補強筋は降伏点強度が大になると降伏ひずみは大きくなり、終局伸び能力は小さくなるなど、普通強度の場合とは種々異なった特徴を示す。したがって、高強度材料を組み合わせたコンファインドコンクリートの強度・変形特性は、これらの影響によって、普通強度材料の場合とは違う傾向を示すと予想される。

本章における研究目的は次の2点である。

1) コンクリートの圧縮強度が120MPa級、および横補強筋の降伏点強度が1300MPa級におよぶ強度範囲において、単調単軸圧縮応力をうける各種の円形断面コンファインドコンクリートの横補強筋の拘束機構および拘束効果を調べる。

さらに、

2) 普通強度の場合に対して導いた中塚らによる既往の強度・変形特性推定式^{3.8)}と、主として高強度範囲を対象とした本実験において得られたデータとから、現状におけるほぼ上限の材料強度範囲をカバーする、円形断面コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式の誘導を試みる。

3-2 実験概要

コンファインドコンクリートにおける本質的な影響要因として、プレーンコンクリート強度(F_o)、横補強筋降伏時の平均拘束応力である拘束応力指標($p_s\sigma_{sy}$)および材軸方向の拘束応力分布状態に関連する横補強筋間隔比(S/D)がある^{3,8)}。本実験では、材料強度の影響を調べるのが目的であるため、表 3.1 に示すように、 F_o 、 $p_s\sigma_{sy}$ ならびに横補強筋の降伏点強度(σ_{sy})を実験変量として取り上げ、 S/D は0.2の一定とした。建設省総合技術開発プロジェクト(NEW RC)^{3,14)}で想定された強度範囲をカバーするため、 F_o としては計画値で、30、50、80 および 120MPa 級の4種、 σ_{sy} は計画値として400、800、1300MPa 級の3種を用いた。コンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係を十分に粘り強いものとするための $p_s\sigma_{sy}$ は、 F_o によって異なると考えられるので、各強度のコンクリートについて $p_s\sigma_{sy}$ の範囲を変化させた。とくに、応力上昇域が弾性的で応力下降域が極めて脆性的となる超高強度コンクリートでは、靱性改善に必要な $p_s\sigma_{sy}$ を検討するため、施工性を考慮して22MPaを最大値とする4種の $p_s\sigma_{sy}$ 値を採用した。

試験体は直径が150mm、高さが300mmの円柱体で、いずれの試験体もかぶりコンクリートはない。各要因を組

み合わせた各種のコンファインドコンクリート試験体の数はそれぞれ2体で、補強筋をもたないプレーンコンクリート試験体の数は、各コンクリート強度に対し、原則として6体である。

表 3.1 実験計画

試験体 シ リーズ	Fo (MPa)	Pσsy (MPa)		S/D		D×H (mm)
			σsy(MPa)		S(mm)	
F3	30	3,7	400 800 1300	0.2	30	150×300
F5	50	3,7				
F8	80	3,7,12				
F12	120	7,12,17,22				

Fo: コンクリートの圧縮強度

p_s : 横補強筋比($=2a_s/SD$)

a_s : 横補強筋断面積

σ_{sy} : 横補強筋降伏強度

S: 横補強筋のピッチ

D: 横補強筋の巻径

試験体名

F3 Y8 C12

$p_s\sigma_{sy}=12\text{MPa}$

$\sigma_{sy}=800\text{MPa}$

$F_o=30\text{MPa}$

表 3.2 コンクリートの調査および力学特性

Fo(計画値) (MPa)	W/C (%)	W	C	CF	S	G	SP	Fo (MPa)	ϵ_o (%)
30	60	180	300	—	782	1077	—	38.2	0.245
50	42	175	417	—	745	1028	6.26	50.5	0.25
80	35	175	500	—	693	986	10.0	84.0	0.26
120	25	150	595	105	566	907	24.5	112	0.31

W: 水、C: セメント、SF: シリカフューム、S: 砂

G: 砂利、SP: 高性能減水剤

(単位: kg/m^3)

用いたコンクリートは、セメント、粗および細骨材として、それぞれ早強セメント、最大粒径 20mm の砕石および最大粒径 5mm の砕砂と海砂の混合砂を用いた、表 3.2 に示す調合をもつものである。その混練には最大容量が 100l の 2 軸ミキサーを使用した。横補強筋には、P C 鋼棒用ラインで製造した各種直径を有するほぼ真円断面の線材に、熱処理を施して所定の降伏点強度をもたせたものを使用した。横補強筋は、いずれも巻

外径を 150mm とした円形スパイラル筋で、両端に 80mm (F3 および F5) あるいは 8d (F8, F13 シリーズ ; d は線材径) のコア内部への直線状の折り込み部分をもっていて端部の抜け出しが生じないものである。横補強筋素材の力学特性を表 3.3 に示す。

載荷は 5000kN 圧縮試験機を用いて、図 3.1 に示すような方法を行った。載荷速度は手動調節し、また、球座は載荷荷重の偏心を取り除いた後に固定した。試験体の

軸ひずみは、図 3.1 に示すように 280mm 区間を測定検長として、ストローク 50mm のダイヤルゲージ式変位変換器を用いて測定した。また、横補強筋局部のひずみ状態を測定するため、図 3.2 に示すように、試験体のほぼ中央部の対向する 2 箇所において、コアコンクリート側 (内側) と外側の対称位置に検長 2mm の箔ゲージをそれぞれ貼付した。ゲージに対するコーティングはゴム系のパッドを用いて、その範囲が約 20mm となるように慎重に施工した。

表 3.3 横補強筋の力学特性

ϕ (mm)	σ_{sy} (MPa)	ε_{sy} (%)	ε_{rb} (%)	備考
2.6	1350 ¹⁾	0.649	4.40	F3, 5 シリーズ
3.3	817 ¹⁾	0.415	10.3	
4.0	1280 ¹⁾	0.604	4.20	
4.6	454	0.218	15.1	
5.0	829 ¹⁾	0.439	8.60	
7.2	408	0.198	15.7	
2.6	1320 ¹⁾	0.692	4.36	F8, 12 シリーズ
3.3	837 ¹⁾	0.443	9.55	
4.0	1340 ¹⁾	0.721	4.11	
5.0	805 ¹⁾	0.407	9.26	
5.0	1250 ¹⁾	0.657	4.96	
5.6	414	0.188	16.7	
6.0	1280 ¹⁾	0.646	4.98	
6.5	829 ¹⁾	0.433	7.87	
7.2	405	0.210	18.0	
7.2	1310 ¹⁾	0.680	5.18	
7.8	816 ¹⁾	0.408	7.10	
9.2	411	0.212	16.5	

ϕ : 横補強筋径, σ_{sy} : 横補強筋降伏強度

ε_{sy} : 降伏強度時ひずみ, ε_{rb} : 残留均一伸び

1) 0.2% オフセット耐力

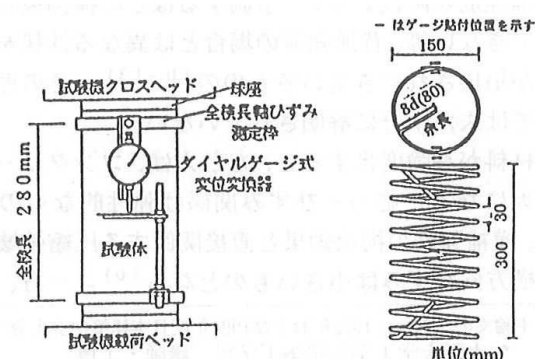


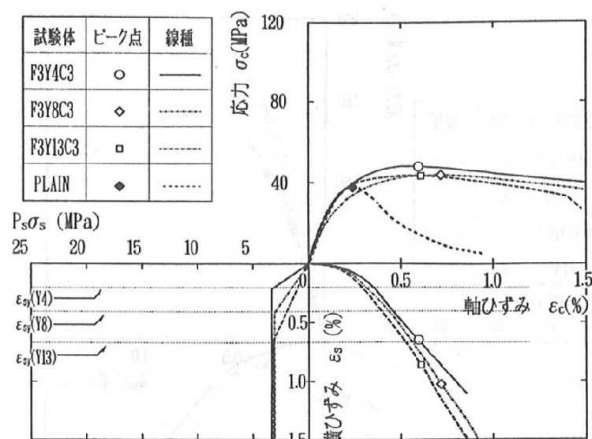
図 3.1 載荷および測定方法 図 3.2 試験体配筋図

3-3 実験結果および考察

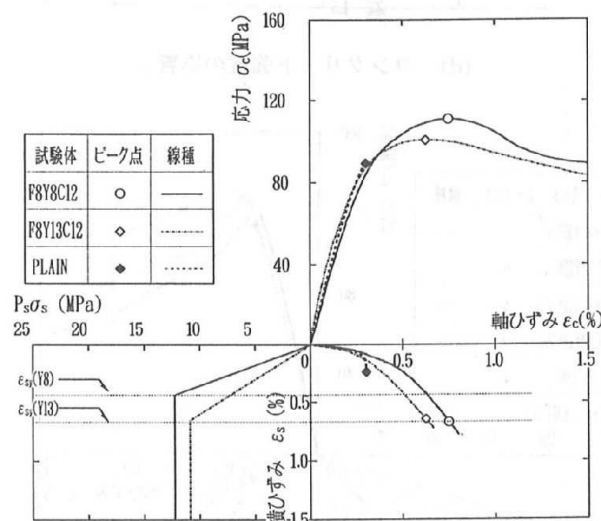
3.3.1 圧縮軸応力－軸ひずみ－横補強筋ひずみ関係

図 3.3 は、圧縮軸応力 (σ_c)－軸ひずみ (ϵ_c)－横補強筋ひずみ (ϵ_s) 関係がプレーンコンクリート強度 (F_o)、横補強筋の降伏点強度 (σ_{sy})、拘束応力指標 ($p_s\sigma_{sy}$) ならびに横補強筋比 (p_s) によってどのように変化するかを調べたものである。なお、一試験体種に関する結果は、2 体の試験体の性状がほぼ同様であったので、いずれか代表的な試験体の結果を示している。また、同図中において各記号で示される点は圧縮強度 (F_{cf}) 点を示し、 ϵ_s は横補強筋に貼布した 4 枚のひずみゲージの測定値の平均値を示す。さらに、同図の第 3 象限には、横補強筋の平均拘束応力－ひずみ関係を $p_s\sigma_{sy}$ を降伏値として模式的に示す。同関係での直線域の勾配は p_sE_s (E_s : 横補強筋のヤング係数) で伸びに対する一種の剛性を示す。

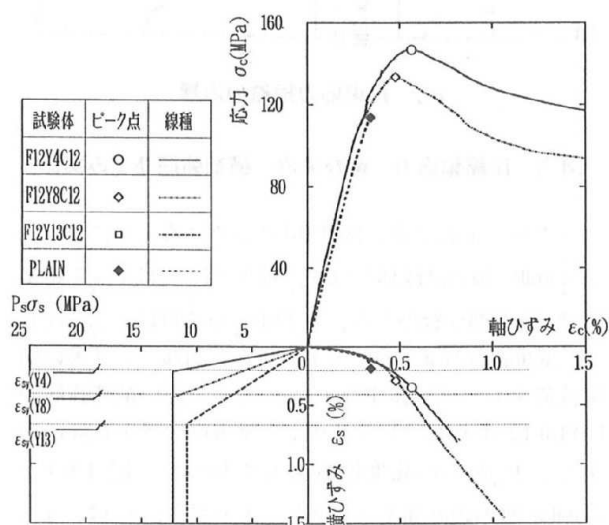
図 3.3(a)～(c)は、 $p_s\sigma_{sy}$ が同じとき σ_{sy} の変化によって、 σ_c － ϵ_c － ϵ_s 関係がどのように変わるかを、異なる F_o の場合について例示したものである。なお、同一 $p_s\sigma_{sy}$ 下では、 σ_{sy} の変化は p_s の変化、より具体的には横補強筋径の変化を同時に引き起こすので、図 3.3 の第 3 象限における伸び剛性も変化させる。



(a) 降伏点強度の影響 (F 3 試験体)



(b) 降伏点強度の影響 (F 8 試験体)



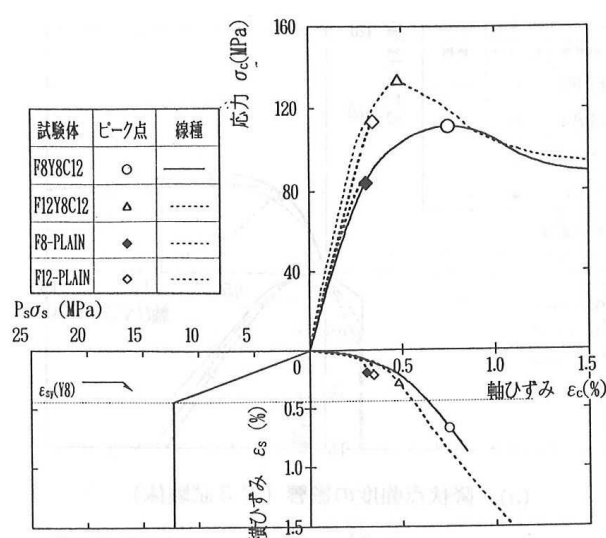
(c) 降伏点強度の影響 (F 12 試験体)

図 3.3 圧縮軸力－軸ひずみ－横補強筋ひずみ関係

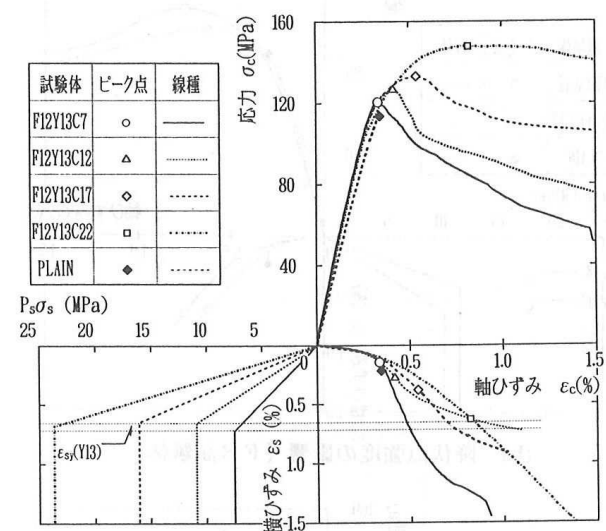
30MPa 級の低強度コンクリートの場合、試験体の圧縮強度 (F_{cf}) 時にはいずれの σ_{sy} の場合でも、 ε_s はその降伏ひずみ ε_{sy} を超えている。また、 σ_{sy} が小で、より径が太く p_s が大となる横補強筋の場合、図 3.3(a) の第 4 象限に見られるように、軸ひずみ ε_c の増加に対する横ひずみ ε_s の増分が小さくなり、コンクリートの横方向変形が横補強筋によって抑えられていることが分かる。プレーンコンクリート強度 (F_o) からの圧縮強度増分もそれに起因して p_s の大なる鉄筋のときの方が大きい。以上に述べた結果は 50MPa 級の場合にもほぼ同様であった¹⁷⁾。これに対し、80MPa 級の高強度コンクリートの場合、

図 3.3(b) に示されるように、 σ_{sy} が 800MPa 級の試験体では F_{cf} 点までに ε_s は ε_{sy} を超えたが、1300MPa 級の時、 ε_s は F_{cf} 点でほぼ ε_{sy} に達した。30MPa 級のコンクリートの場合と同様、より太い横補強筋をもつ試験体 F8Y8C12 の方が、細い横補強筋の F8Y13C12 よりもコンクリートの横方向変形を良好に拘束し、 F_o からの強度増分も大であった。図 3.3(c) の 120MPa 級の超高強度コンクリートの場合、 ε_s は、 σ_{sy} が 400MPa 級と低いときには F_{cf} 点までに ε_{sy} を超えたが、800MPa 級では F_{cf} 時に ε_{sy} に近い値を示すにとどまった。1300 MPa 級では、 F_{cf} 時の ε_s は ε_{sy} に比べかなり小さい値であった。

図 3.3(d) は、横補強筋の降伏におよぼすコンクリート強度の影響を調べるため、試験体 F8Y8C12 と F12Y8C12 の結果を比較したものである。同じ横補強筋の場合でも、コンクリート強度が高い場合の方が F_{cf} 時の横方向ひずみは小さく、横補強筋の降伏が起こりにく



(d) コンクリート強度の影響



(e) 拘束応力指標の影響

図 3.3 圧縮軸力－軸ひずみ－横補強筋ひずみ関係

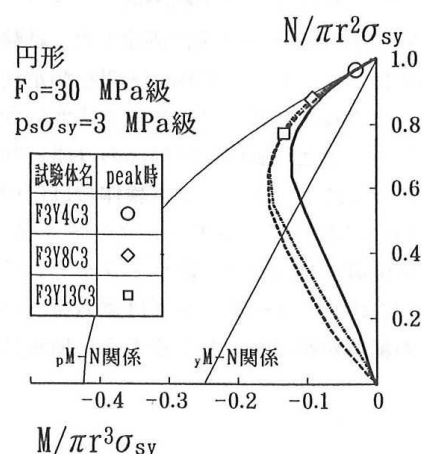
いことが分かる。

次に図 3.3(e) は、横補強筋の拘束効果が発揮されにくいと考えられる、120MPa 級のコンクリートと 1300MPa 級の横補強筋を有する試験体において、応力-ひずみ特性におよぼす $p_s\sigma_{sy}$ (p_s) の影響を調べたものである。同図によれば次のようなことが分かる。 $p_s\sigma_{sy}$ (p_s) の増大は、1) コンクリートの横方向変形を拘束して、 ϵ_c に対する ϵ_s の増加率を抑制する。2) 試験体圧縮強度時の ϵ_s を増加させて、 ϵ_{sy} に近づけ横補強筋の利用効率を増加させる。さらに、3) $p_s\sigma_{sy}$ を 22MPa 程度とすれば、超高強度材料の場合でも、 F_{cf} 時に ϵ_s はほぼ ϵ_{sy} に達し、靱性的な応力-ひずみ関係が得られる。

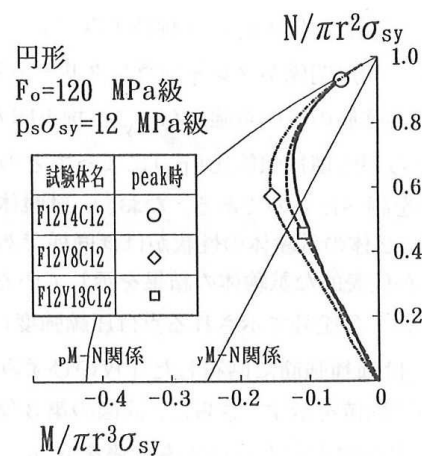
3.3.2 横補強筋の作用軸力

前項では、コンファインドコンクリート試験体の軸ひずみ ϵ_c と横補強筋ひずみ ϵ_s の関係などから横補強筋の拘束効果を考察した。本項では、拘束力と直接対応する横補強筋断面に作用する軸力について検討する。なお、横補強筋の軸力(N)、曲げモーメント(M)は横補強筋のひずみ測定値、応力-ひずみ関係ならびに平面保持仮定から計算した^{3.15)}。また図 3.4 では、本来フープテンション状態になると予想される円形横補強筋に曲げモーメントが作用している。これは付録 1 に示すように、ゲージ貼布に伴うコーティング部分の影響に起因するもので、コーティング範囲が一定であれば、曲げモーメントの影響はほぼ同様なものとなる。また、本項の目的は軸力におよぼす実験諸要因の相対的な影響度を明らかにすることにあるので、若干厳密性に欠けるが以下の考察では曲げモーメントの影響を含んだ軸力Nをそのまま取り扱っている。

図 3.4 は、载荷段階によって変化していく、



(a) 低強度コンクリートの場合



(b) 高強度コンクリートの場合

図 3.4 横補強筋の軸力-曲げモーメント関係

各試験体の横補強筋局部に作用する M-N 関係を、縦軸および横軸に無次元化軸力 ($N/\pi r^2 \sigma_{sy}$) および無次元化曲げモーメント ($M/\pi r^3 \sigma_{sy}$) をとって例示したものである。同図中には横補強筋断面の降伏および全塑性 M-N (y M-N および p M-N) 相関関係も併記している。図 3.4(a) および (b) は、 $p_s \sigma_{sy}$ が同じとき、横補強筋の軸力 (N) におよぼす σ_{sy} の影響を、低強度および超高強度コンクリートの場合を例にとり示したものである。図 3.4(a) はコンクリート強度が 30MPa 級の場合の結果である。いずれの σ_{sy} の場合でも、横補強筋断面に作用する (M , N) 状態は試験体の圧縮強度 (F_{cf}) 点 (peak 時) までには、同断面の全塑性 M-N 相関関係にはほぼ到達し、 F_{cf} 時の N/N_y (N_y : 降伏軸力) も 1 に近い値となっている。これに対し、図 3.4(b) に示す超高強度コンクリートの場合、 F_{cf} 時における横補強筋の (M , N) 状態は、 σ_{sy} が 400MPa 級の場合、全塑性 M-N 相関関係にはほぼ達するが、800MPa 級のときは降伏 M-N 相関関係を越えるものの、全塑性のそれには到達しない。図 3.4(a) の F13Y13C3 のように、 σ_{sy} が 1300MPa 級で p_s が小なるときには、降伏 M-N 相関関係にようやく達するものであった。

コンファインドコンクリートの拘束応力と直接関係する横補強筋の軸力は、図 3.4 で調べたようにコンクリート強度および横補強筋の σ_{sy} の影響をうけるので、各試験体の圧縮強度 (F_{cf}) 時における軸力を検討した。図 3.5 に F_{cf} 時の N/N_y を、横軸に横補強筋比 (p_s) をとって各コンクリート強度毎に示す。同図によれば、 F_{cf} 時の N/N_y は p_s の増加に対して増大する傾向を示す。その増加傾向はコンクリート強度によって

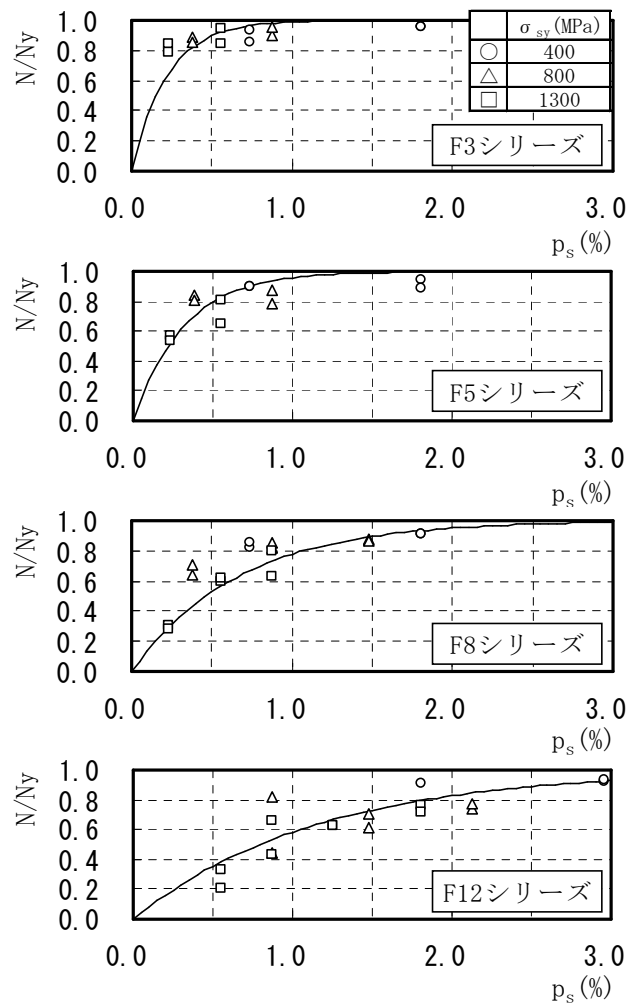


図 3.5 圧縮強度時軸力比-横補強筋比関係

異なり、低強度の場合の方が p_s の小なる範囲から 1 に近い N/N_y を示す。また、いずれのコンクリート強度の場合でも $N/N_y - p_s$ 関係におよぼす σ_{sy} の明確な影響は見られない。 F_{cf} 時の N/N_y と p_s の関係におけるこれらの特徴は、 $p_s \sigma_{sy}$ が同じ場合、 p_s が大きく、 σ_{sy} が小さい場合の方が、 N/N_y 値が大となって、横補強筋の利用効率が良いことを示している。

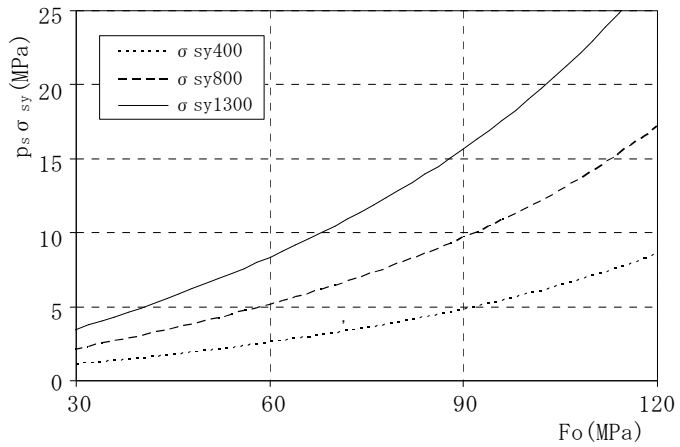


図 3.6 F_{cf} 時までに全塑性化するための条件

次に参考のために、 F_{cf} 時までに横補強筋断面が全塑性化する条件を図 3.5 の $N/N_y - p_s$ 関係から考察する。まず、 N/N_y は p_s が十分に大きい範囲では 1 になると推測されるため、式 (1) で $N/N_y - p_s$ 関係を近似する。

$$N/N_y = 1 - e^{-A \cdot (100 - p_s)} \quad \cdots (1)$$

$$A = 210/F_0 - 1 \quad \cdots (2)$$

$$p_s = -F_0 \cdot \ln 0.2 / \{100 \cdot (210 - F_0)\} \quad \cdots (3)$$

同式の N/N_y および p_s に各試験体の実験値を代入して係数 A を算出し、係数 A と F_0 (MPa) の関係を調べると、両者の間に式 (2) の関係が近似的に得られた。横補強筋断面が F_{cf} 時にほぼ全塑性状態に達した試験体における N/N_y の下限値の 0.8、ならびに式 (2) の係数 A を式 (1) に代入して整理すると、式 (3) を得る。同式は F_{cf} 時までに全塑性状態となる時の p_s と F_0 の条件を与えるもので、図 3.6 は $p_s \sigma_{sy}$ を縦軸に、 σ_{sy} をパラメータにとって同条件を示したものである。同図は、 S/D が 0.2 の円形スパイラル筋をもつコンファインドコンクリートに関する限られた結果であるが、 F_{cf} 点に至るまでに横補強筋断面が全塑性化するための大略の条件が分かる。また、実際の建物において、 $S/D = 0.2$ はほぼ下限値であると考えられるため、実情的には本章で得られた結果によっても支障がないものと考えられる。

3.3.3 横補強筋破断時軸ひずみ

コンファインドコンクリートは粘り強いが無限の圧縮変形能力を有するものではない。すなわち、コンクリートは圧縮軸ひずみの増大に従って横方向ひずみも著しく増大するため、横補強筋は、終局伸び能力に達する段階になると破断し、コンファインドコンクリートは急激に耐力を低下させる。したがって、横補強筋

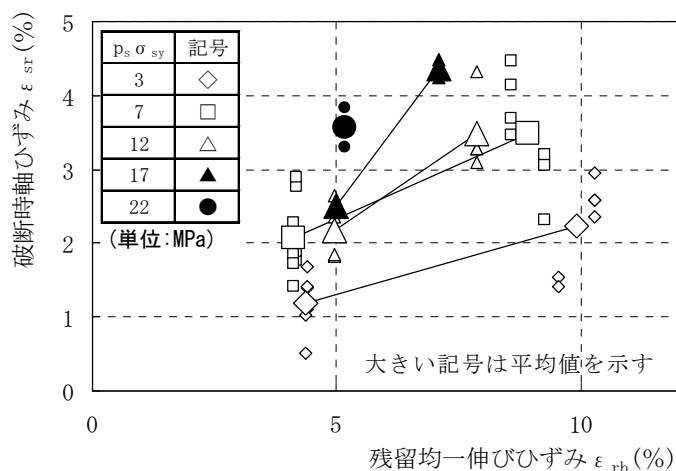


図 3.7 横補強筋の破断時の軸ひずみ

破断時のコンファインドコンクリートの軸ひずみ (ϵ_{sr}) は、コンファインドコンクリートの 1 つの重要な圧縮限界ひずみである。とくに、終局伸び能力(ここでは指標として、引張強度点から除荷したときの残留ひずみ；残留均一伸び^{3.16)}を用いる)が小となる傾向のある高強度横補強筋を使用する場合、 ϵ_{sr} の把握は非常に大事である。

図 3.7 は、本実験において横補強筋破断を生じた各試験体の ϵ_{sr} を、横軸に横補強筋の残留均一伸び (ϵ_{rb}) をとって示したものである。なお、400MPa 級の横補強筋を用いた試験体においては、本実験の载荷ひずみ範囲内で破断は観察されなかった。図 3.7 によれば、 $p_s \sigma_{sy}$ が同じでも σ_{sy} が大で ϵ_{rb} が小さいときの方が、 ϵ_{sr} は小さい。横補強筋の ϵ_{rb} が同程度の場合、 $p_s \sigma_{sy}$ の減少によって ϵ_{sr} は小となる。とくに横補強筋が 1300MPa 級で、 $p_s \sigma_{sy}$ が 3 MPa 程度の場合、 ϵ_{sr} は高々 1 % 程度である。なお、図 3.7 は S/D が 0.2 の場合の結果であるが、 S/D の減少は ϵ_{sr} を小とする傾向のあることが、普通強度材料を用いた実験結果では示されている^{3.5, 3.8)}。

3-4 強度・変形特性推定式の誘導

30～60MPa 級のコンクリートおよび降伏点強度が 400MPa 級の横補強筋を用いた，円形コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式を中塚らが既に導いている^{3,8)}。一方，前項までの考察によれば，同じ $p_s\sigma_{sy}$ の場合でも，使用する材料の強度が高くなると，横補強筋は試験体の圧縮強度 (F_{cf}) 時までに降伏しにくくなることが明らかにされた。より具体的には，拘束応力と直接関連する横補強筋の軸力 (N) の降伏軸力 (N_y) に対する利用効率は，横補強筋の伸び剛性（横補強筋の断面積），言い換えれば σ_{sy} が大きく， p_s が小さいとき程，ならびにコンクリート強度が大きいときほど低下することが示された。それ故，本節では，高強度範囲 (F_o ; 120MPa 級， σ_{sy} ; 1300MPa 級) にまで適用できる強度推定式を，既往の提案式^{3,8)} における拘束応力指標 $p_s\sigma_{sy}$ を，表 3.4 中の式(4)～(6)に示すように， F_o ， σ_{sy} および p_s の関数である κ_F ， κ_ε および κ_E を用いて低減する方法によって誘導することを試みた。なお，式の誘導に際しては，材料強度が変化しても横補強筋ピッチの影響は変わらないと仮定した。また，本実験での各試験体の圧縮強度 (F_{cf})，同強度時ひずみ (ε_{cf}) および応力下降域勾配 (E_{cf}) のデータは付録 2 に示している。

表 3.4 コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式

圧縮強度比 F_{cf}/F_o	圧縮強度時ひずみ比 $\varepsilon_{cf}/\varepsilon_o$	応力下降勾配比 $\overline{E_{cf}}/\overline{E_o}$
$1 + 4.41 \cdot \kappa_F \cdot \frac{p_s \sigma_{sy}}{F_o} (1 - 1.24 \frac{S}{D})$... (4)	$1 + \kappa_\varepsilon \cdot \left(\frac{10}{F_o}\right)^2 \cdot 9.8 \cdot p_s \sigma_{sy} (1 - 1.11 \frac{S}{D})$... (5)	$\frac{1}{\kappa_E \cdot \left(\frac{20}{F_o}\right)^2 \cdot \frac{1}{2 \cdot S/D + 1} \cdot 9.8 \cdot p_s \sigma_{sy} + 1}$... (6)
$\kappa_F = 1 - e^{-A_{F1} \cdot 100 p_s} \dots (4-a)$ $A_{F1} = \frac{1}{(\sigma_{sy} / 200 - A_{F2})^2} + A_{F2}$... (4-b) $A_{F2} = \begin{cases} 2.0 & \dots (F_o \leq 60) \\ -F_o / 30 + 4 & \dots (60 < F_o < 120) \end{cases}$... (4-c)	$\kappa_\varepsilon = 1 - e^{-A_\varepsilon \cdot 100 p_s} \dots (5-a)$ $A_\varepsilon = \begin{cases} 6.5 & \dots (F_o \leq 60) \\ -F_o / 10 + 12.5 & \dots (60 < F_o < 120) \end{cases}$... (5-b)	$\kappa_E = \begin{cases} 1 & \dots (F_o \leq 60) \\ 4 - 180 / F_o & \dots (60 < F_o < 120) \end{cases}$... (6-a)

F_o, ε_o : プレーンコンクリートの圧縮強度 (MPa) およびその時のひずみ度

F_{cf}, ε_{cf} : コンファインドコンクリートの圧縮強度 (MPa) およびその時のひずみ度

$\overline{E_o}, \overline{E_{cf}}$: プレーンコンクリートおよびコンファインドコンクリートの応力下降勾配

$\kappa_F, \kappa_\varepsilon, \kappa_E$: 材料強度に関する低減係数 p_s : 横補強筋の面積比 ($= 2a_s / SD$) a_s : 横補強筋の断面積

S : 横補強筋ピッチ D : コアコンクリート幅 σ_{sy} : 横補強筋の降伏強度 (MPa)

3.4.1 圧縮強度についての係数 κ_F

図 3.8(a)は、表 3.4 中の式(4)中における実験変量および F_{cf}/F_o にそれぞれの実験値を代入することから算出された κ_F を、横軸に p_s 、パラメータに σ_{sy} をとって、プレーンコンクリート強度 (F_o) が 30MPa ～120MPa 級の場合について例示したものである。同図によれば、いずれの F_o の場合でも κ_F は p_s の増大によって増加するが、 F_o が小さいときには p_s の小なる範囲で急激に、また、 F_o が大なるときには p_s の増加に従って徐々に増加する傾向を示す。一方、いずれの σ_{sy} 、 F_o の場合でも、 p_s が十分に大なる領域では F_{cf} 時に横補強筋の降伏が生じ、 κ_F は 1 になると推測される。それ故、 κ_F の近似式として以上に述べた特徴を表現できる表 3.4 中の式(4-a)を仮定した。

次に図 3.8(b)は、式 (4-a) 中の諸変量に各試験体の実験値を代入して得られる係数 A_{FI} を、横軸に σ_{sy} をとって、 F_o をパラメータとして示したものである。同図によれば、係数 A_{FI} は F_o が小なる場合の方が大きい値となり、また、 σ_{sy} の増大によって減少する。

一方、式 (4-a) によれば、 p_s が

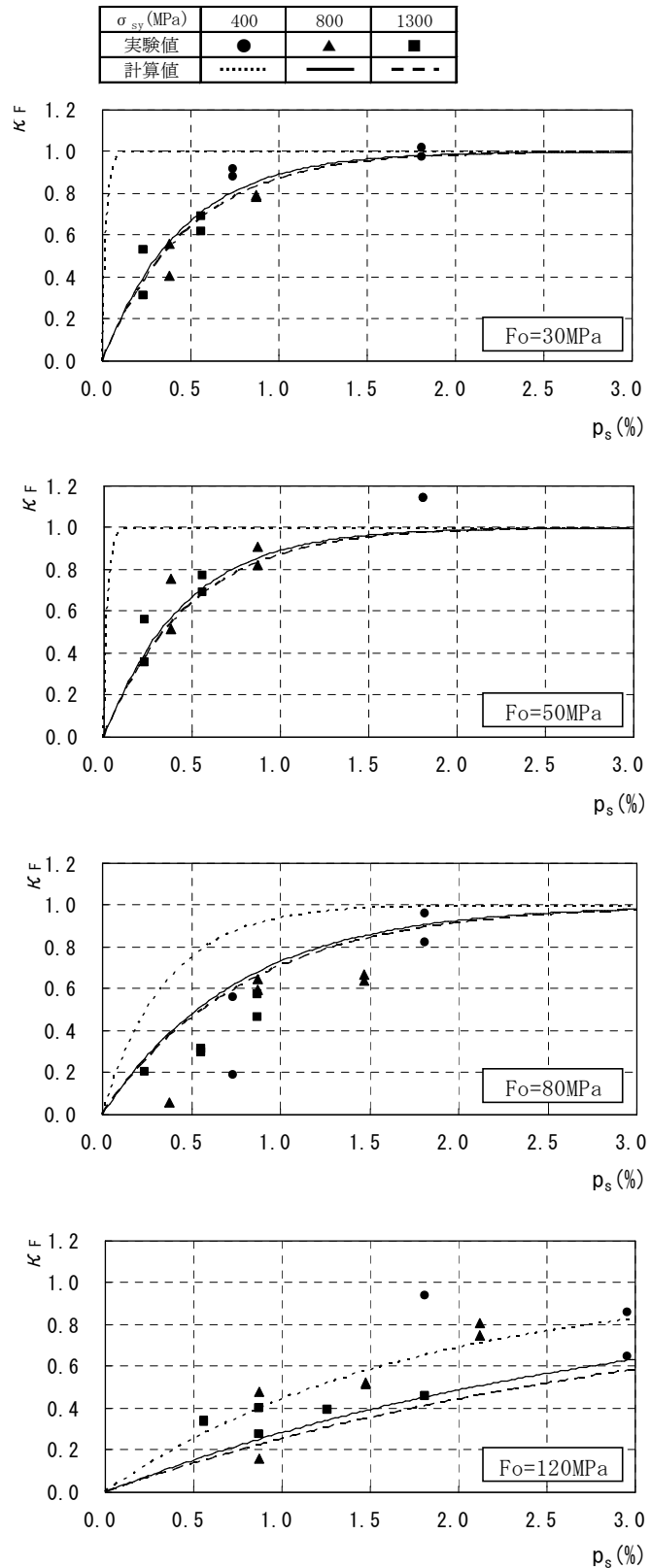


図 3.8(a) κ_F — p_s 関係

十分に大, もしくは F_{cf} 時に横補強筋が降伏する領域では κ_F は 1 となるので, A_{F1} は無限大になることとなる。また, 既往の研究^{3.8)}によれば, F_o が 30~60MPa 級で, σ_{sy} が 400MPa 程度以下ならば, F_{cf} 時に横補強筋は通常, 降伏することが示されている。さらに, F_o が大になると, その応力-ひずみ関係は弾性的となって横方向ひずみも小となるため, F_{cf} 時に降伏する横補強筋としては降伏ひずみ (すなわち降伏点強度) の小さいものになる。係数 A_{F1} は以上に述べた種々の条件を満たす必要があるが, ここではそれらの条件を満足し, かつできるだけ簡単な形式で実験結果も良好に推定できる式 (4-b) で,

$A_{F1}-\sigma_{sy}$ 関係を近似することとした。すなわち, 基準とする F_o が 30~60MPa 級および σ_{sy} が 400MPa 級の場合の推定曲線を, 図 3.8(b)において A_{F1} 軸および σ_{sy} 軸方向に, F_o の関数である係数 A_{F2} だけ平行移動する式を採用した。

図 3.8 (c)は式 (4-b) に各試験体の実験値を代入して求めた係数 A_{F2} を, 横軸に F_o をとって示したものである。係数 A_{F1} に関する部分で述べた, F_o が 30~60MPa 級では一定で, それ以上の F_o の範囲では F_o の増加に対して減少するという条件を満足するように, 係数 A_{F2} を式 (4-c) で近似した。

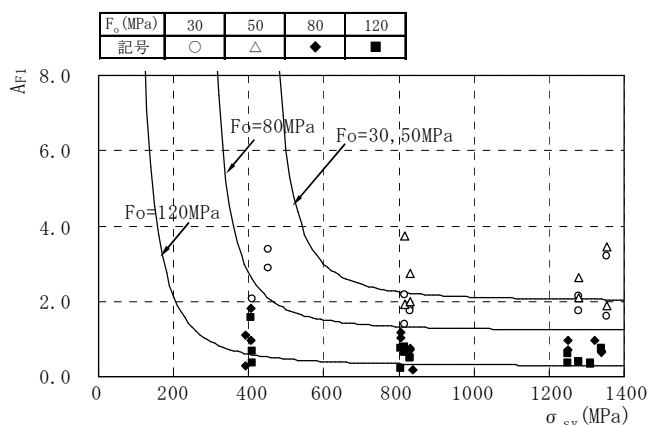


図 3.8(b) $A_{F1}-\sigma_{sy}$ 関係

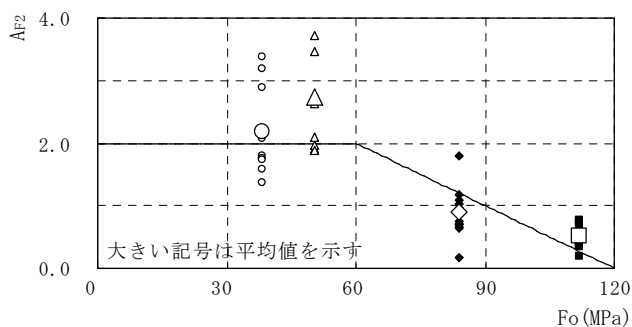


図 3.8(c) $A_{F2}-F_o$ 関係

3.4.2 圧縮強度時ひずみ，および応力下降勾配についての係数 κ_ε および κ_E

図3.9(a)は，表3.4中の式(5)に各試験体の実験値を代入して算出した κ_ε を，横軸に p_s をとって示したものである。同図によれば，ばらつきは非常に大きいが， F_o が30～50MPa級では， p_s が極く小さい範囲から， p_s の値にかかわらずほぼ1に近い値を示している。 F_o が80MPa級では30MPa級の場合に比べ， p_s

の増大に対し κ_ε は緩やかに増大した。 F_o が120MPa級では p_s の増大に対し徐々に増加し， p_s の大なる領域ではほぼ1に近い値となった。また，これらの傾向に対し σ_{sy} の明確な影響は見られなかった(図3.9(b)参照)。それ故， κ_ε を κ_F の場合と同様な表3.4中の式(5-a)で近似することとし，各試験体について実験値を同式に代入して算出される係数 A_ε を，横軸に F_o をとってプロットしたのが図3.9(c)である。係数 A_ε は大きくばらつくが，平均的には，式(5-b)で表される同図中の実線で近似できるものと考えられる。

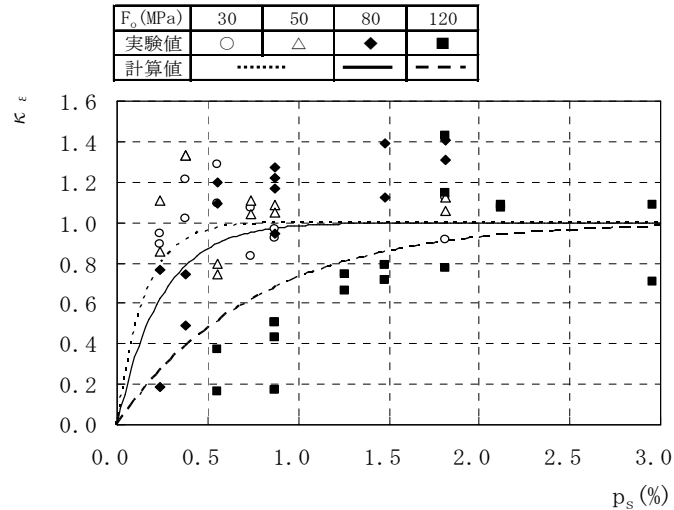


図 3.9(a) $\kappa_\varepsilon - p_s$ 関係

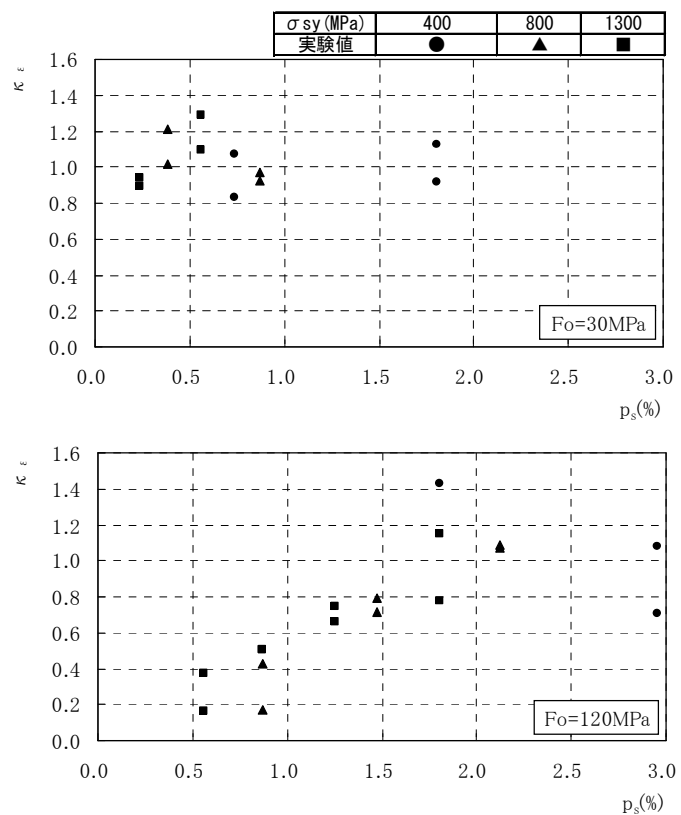


図 3.9(b) $\kappa_\varepsilon - p_s$ 関係

次に、図 3.10(a)は、表 3.4 中の式 (6) に各試験体の実験値を代入して求めた κ_E を、横軸に p_s をとって示したものである。同図によれば、ばらつきは大きいものの κ_E は p_s 、 σ_{sy} の値に関わらず、各 F_o に対してほぼ同じ値を示す傾向が見られた。それ故、 F_o を

横軸にとってデータをプロットした。図 3.10(b)がその結果である。各 F_o に対する κ_E 平均値は、普通強度の 30～50MPa 級では既往の研究結果から推測されるように 1 程度の値となり、それ以上の F_o の範囲では、 F_o に従って増大する傾向を示した。したがって、ここでは $\kappa_E - F_o$ 関係を式 (6-a) で近似することとした。

以上の結果を用いれば、圧縮強度、変形特性を算定できる式 (4)～(6) が得られる。その推定精度については第 4 章で詳述する。

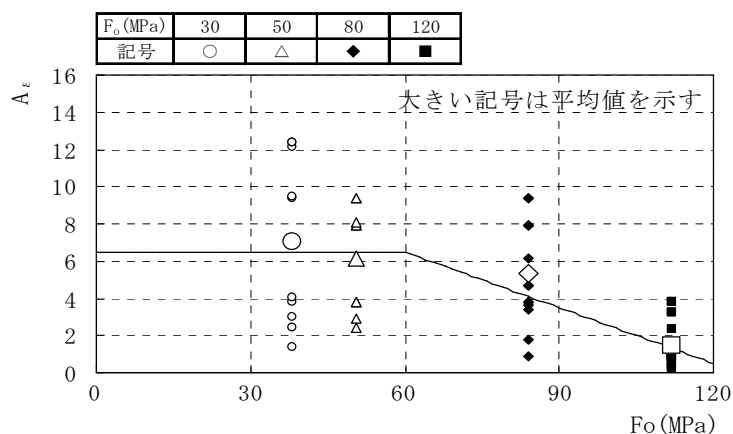


図 3.9(c) $A_e - F_o$ 関係

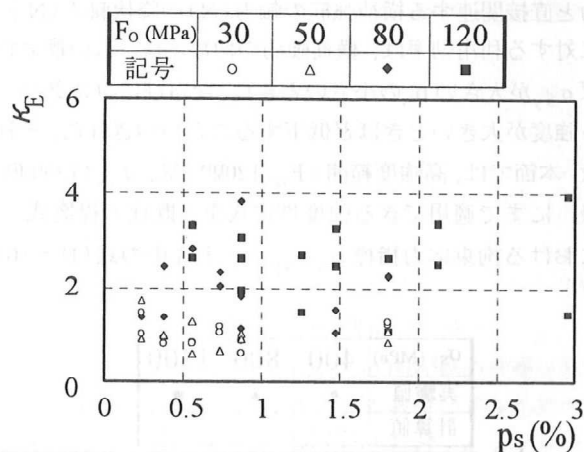


図 3.10(a) $\kappa_E - p_s$ 関係

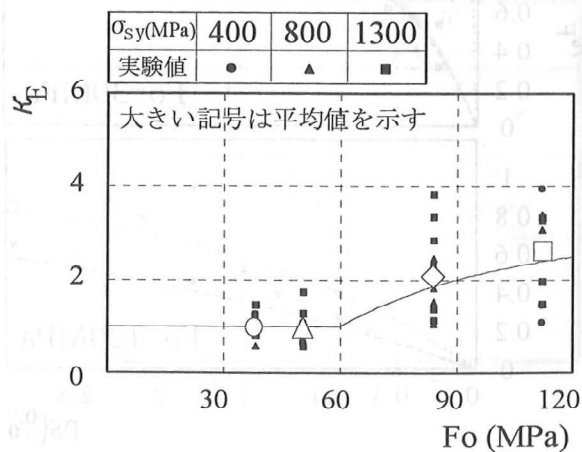


図 3.10(b) $\kappa_E - F_o$ 関係

3-5 まとめ

コンクリート柱および梁部材などの曲げ靱性設計法の基礎資料となるコンファインドコンクリートの力学特性を，コンクリート強度が 120MPa 級および横補強筋の降伏点強度が 1300MPa 級にわたる範囲において調べ，横補強筋の拘束機構におよぼす材料強度の影響，ならびに高強度範囲にまで適用できる強度・変形特性推定式の誘導を試みた。本研究で得られた主な結果を以下に示す。

1. 高強度なコンクリートおよび横補強筋を用いた場合，コンファインドコンクリートの圧縮強度時には横補強筋が通常降伏する普通強度材料の場合と異なって，横補強筋の降伏が生じず，圧縮強度などの改善度が低下する傾向がある。この原因として，高強度コンクリートほど弾性的となって圧縮強度時の横方向ひずみが小となることが指摘できた（図 3.3 参照）。
2. コンクリートおよび横補強筋が超高強度の場合でも，引張剛性の大きい太い鉄筋を十分多く用いれば，横補強筋は降伏し，応力-ひずみ関係も粘り強いものとなる（図 3.3(e) 参照）。
3. 横補強筋破断時の軸ひずみは，横補強筋の降伏点強度が大きく，残留均一伸びの小さい方が，また拘束応力指標が小さい方が小となる（図 3.7 参照）。
4. 高強度材料を用いたコンファインドコンクリートについても適用できる，強度・変形特性推定式を普通強度材料に対して導いた既往の推定式に，材料強度の影響を考慮する補正係数を導入することによって誘導した（図 3.8～3.10 および表 3.4 参照）。

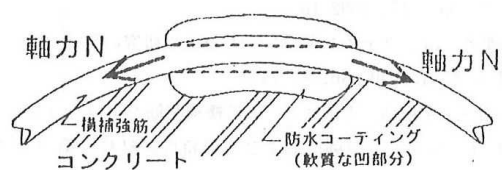
参考文献

- 3.1) NZS3101: Code of Practice for the Design of Concrete Structures, 1982, 1995
- 3.2) 日本建築学会：プレストレスト鉄筋コンクリート（Ⅲ種P C）構造設計・施工指針・同解説，pp.132-143，1986
- 3.3) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，pp.507-525，1990
- 3.4) 鈴木計夫，中塚侑，岸本一蔵：鉄筋コンクリート柱部材の曲げ靱性と横拘束（コンファインド）補強筋量，材料，Vol.40, No.456，pp.1214-1220，1991.9
- 3.5) 中塚 侑：コンクリートの応力-ひずみ特性とコンクリート曲げ部材の終局域特性に関する基礎的研究，大阪大学学位論文，1991.1
- 3.6) 渡辺史夫，田中仁史：横拘束コンクリートの力学特性：G B R C, NO.68，pp.3-15，1992.10
- 3.7) 崎野健治：コンファインドコンクリートの研究の現状，コンクリート工学，Vol.30，No.12，1992
- 3.8) 鈴木計夫，中塚侑，吉田晴彦：円形横補強筋を用いたコンファインドコンクリートの強度および変形特性，材料，第376号，pp.33-39，1985.1
- 3.9) J.B. Mander, M.J.N. Priestley and R. Park: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Proc of ASCE, Vol.114, ST8, pp.1804-1826, 1988.8
- 3.10) ACI Committee 363: State of the Art Report on High Strength Concrete, ACI Journal, pp.364-411, 1984.7-8
- 3.11) S. Martinez, A.H. Nilson and F.O. Slate: Spirally Reinforced High-Strength Concrete Columns, ACI Journal, pp.431-442, 1984.9-10
- 3.12) 谷川恭雄，畑中重光，他2名：高強度コンクリートの圧縮靱性改善に関する基礎研究，日本建築学会大会学術講演梗概集(A)，pp.511-514，1989
- 3.13) 崎野健治，孫 玉平：直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第461号 pp.95-104，1994.7
- 3.14) 室田達郎：鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発，日本建築学会大会講演梗概集・構造Ⅱ，pp.753-754，1989
- 3.15) 鈴木計夫，中塚侑，菅田昌広：角形横補強筋によるコンファインドコンクリートの拘束機構と強度および変形特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11，No.2，pp.449-454，1989

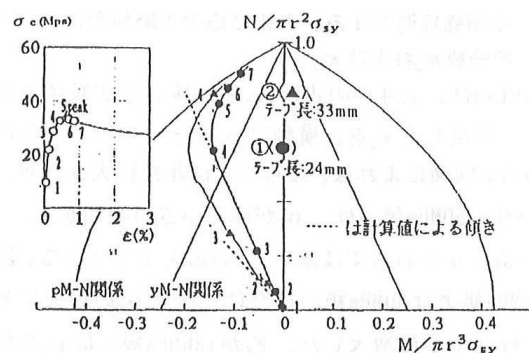
3. 16) 森田司郎：P C鋼材の現況と展望, プレストレストコンクリート, vol. 16, No. 1, 1974
3. 17) 中川裕史, 中塚 侑, 他 4 名：高強度材料を用いたコンファインドコンクリートの強度および変形特性, 日本建築学会大会講演梗概集(C), pp. 1029-1032, 1992
3. 18) 阪井由尚, 中塚 侑, 他 4 名：高強度のコンクリートと円形横補強筋で構成されたコンファインドコンクリートの強度・変形特性, 日本建築学会大会講演梗概集(C), pp. 371-374, 1994

付録 1

横補強筋にひずみゲージを貼布し，防水および養生のためにコーティングを施すと，付図A 1に模式的に示すように，コアコンクリート部に柔らかい凹のコーティング部分が生ずる。この状態で横補強筋に引張力が生ずると，横補強筋はコーティングの凹部分で破線のように直線化しようとするため，曲げモーメントが生ずる。付図A 2はコーティング範囲を24mmおよび33mmとした場合の横補強筋に作用するM－N関係を示したものである。同図によれば，コーティング範囲が広い程曲げモーメントは大となる傾向がみられ，また，無次元化M－N関係の勾配（ a ）は，同図中に点線で示す計算値， $a = r / [(R - r) \cdot \{1 - \cos(\alpha / 2)\}]$ とほぼ等しいものであった。ここで， R ， r は試験体および横補強筋の半径， α はコーティング範囲に対する中心角である。



付図 A1 コーティング部における横補強筋の変形



付図 A2 M-N 関係におよぼすコーティング部分の影響

付録2 実験結果一覧

試験体名	F _o (MPa)	ps σ sy			F _{cf} (MPa)	ϵ ocf (%)	\overline{E}_{cf} ($\times 10^3$ MPa)
		(MPa)	ϕ (mm)	σ sy (MPa)			
F3Y4C3	38.2	3.4	4.6	454	48.0	0.714	0.592
					48.4	0.611	0.768
F3Y8C3		3.1	3.3	817	42.4	0.659	0.881
					44.0	0.738	0.733
F3Y13C3		3.2	2.6	1350	41.5	0.639	0.552
					43.8	0.618	0.836
F3Y4C7		7.4	7.2	408	62.1	1.13	0.313
					63.2	—	—
F3Y8C7		7.2	5.0	829	57.2	1.12	0.429
					57.0	1.164	0.573
F3Y13C7		7.1	4.0	128	52.9	1.268	0.388
					54.6	1.45	0.358
F5Y4C3	50.5	3.4	4.6	454	65.2	0.518	3.08
					63.9	0.534	2.99
F5Y8C3		3.1	3.3	817	58.3	0.566	2.13
					55.8	0.566	2.02
F5Y13C3		3.2	2.6	1350	54.3	0.458	1.58
					56.4	0.521	2.44
F5Y4C7		7.4	7.2	408	78.4	0.846	1.33
					78.5	0.884	1.02
F5Y8C7		7.2	5.0	829	72.3	0.85	1.09
					70.2	0.832	1.19
F5Y13C7		7.1	4.0	128	68.7	0.655	—
					66.8	0.686	1.09
F8Y4C3	84	2.9	4.6	392	89.3	0.342	7.55
					85.8	0.399	8.09
F8Y8C3		3.2	3.3	837	80.0	0.305	8.39
					84.6	0.329	12.4
F8Y13C3		3.1	2.6	1320	86.1	0.333	12.3
					78.5	0.275	—
F8Y4C7		7.3	7.2	405	107.3	0.541	3.99
					103.9	0.545	3.73
F8Y8C7		7.0	5.0	805	99.0	0.511	5.08
					97.8	0.513	—
F8Y13C7		7.5	4.0	1340	91.5	0.500	3.21
					91.7	0.525	2.65
F8Y8C12		12.2	6.5	829	111	0.748	3.11
					110	0.663	4.87
F8Y13C12		10.9	5.0	1250	105	0.555	5.77
					101	0.629	1.66
F12Y4C7	112	7.3	7.2	405	135	0.513	16.3
					—	—	—
F12Y8C7		7.0	5.0	805	116	0.371	—
					123	0.342	10.7
F12Y13C7		7.5	4.0	1340	120	0.336	9.04
					120	0.367	10.0
F12Y4C12		12.1	9.2	411	147	0.563	—
					138	0.464	11.0
F12Y8C12		12.2	6.5	829	133	0.483	5.51
					133	0.499	6.78
F12Y13C12		10.9	5.0	1250	122	0.488	7.23
					126	0.421	9.71
F12Y8C17		17.3	7.8	816	155	0.673	3.57
					158	0.667	4.82
F12Y13C17		16.1	6.0	1280	133	0.518	8.61
					133	0.533	4.85
F12Y13C22		23.7	7.2	1310	148	0.797	—
					148	0.665	3.63

第 4 章 コンファインドコンクリートの 強度・変形特性推定式

第4章 コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式

4-1 はじめに

第3章では、単軸圧縮応力を受ける円形コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式を、コンクリートの圧縮強度が120MPa級、および横補強筋の降伏強度が1300MPa級までの範囲に対して示した。また、角形コンファインドコンクリートの強度・変形特性は、円形の場合と異なって横補強筋位置での拘束力分布が一様でない、また横補強筋断面の全塑性時軸力が曲げモーメントの作用によって減少するなどのため、円形の場合のそれに比べ低下することを明らかにしている^{4.3, 4.4)}。

本研究は、角形横補強筋においてサブタイ本数の増加が横補強筋位置での拘束力分布を均一化し、究極的には円形の場合と同様の一様分布に近づけるという観点、ならびに円形コンファインドコンクリートに関する前章の推定式^{4.1)}などから、円形および角形コンファインドコンクリートの強度・変形特性を、材料強度、横補強筋形状の如何にかかわらず広範囲に算定できる推定式の誘導を試みたものである。同時に、本推定式ならびに既往の主な他の推定式の、実験結果に対する適合性についても検討した。

4-2 提案推定式

4.2.1 誘導方針

角形コンファインドコンクリートの場合、横補強筋位置においてコンクリートに対する拘束力は、図 4.1 に模式的に示すように、サブタイ本数の増加に従って均一化し、究極的には一様分布となって円形横補強筋のそれと同じになると推測される。それ故、円形コンファインドコンクリートの推定式を基本とし、それにサブタイ本数（横補強筋の形状）の影響を考慮することから、円形および角形コンファインドコンクリートの強度・変形特性を統一的に算出できる推定式を導くことを試みる。

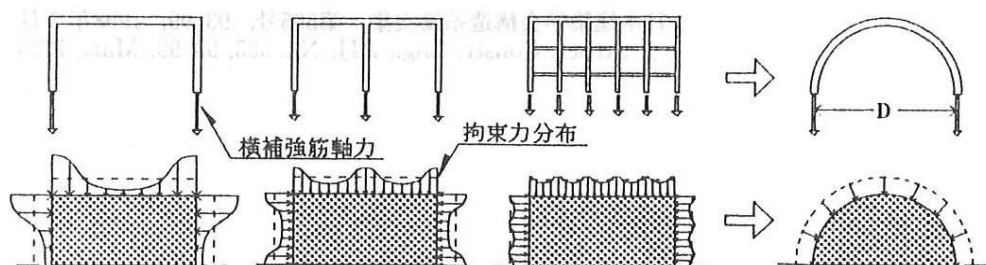


図 4.1 サブタイ本数による拘束力分布の変化(模式図)

4.2.2 基本の円形コンファインドコンクリートの推定式

基本となる円形コンファインドコンクリートの推定式は第 3 章において詳述している。同式は、プレーンコンクリート強度 (F_o)，横補強筋降伏時の平均拘束応力である拘束応力指標 ($p_s\sigma_{sy}$; 横補強筋の面積比×降伏強度)，および材軸方向の拘束応力分布状態に関連する横補強筋間隔比 (S/D ; 横補強筋のピッチ／断面一辺長さ(直径))を本質的な影響要因として誘導された、円形コンファインドコンクリートについての原式^{4.2)}に、材料強度が拘束応力指標におよぼす影響を係数 κ を用いて考慮できるように修正したものである。その適用範囲を F_o が 120MPa 級および σ_{sy} が 1300MPa 級までとしている。

4.2.3 横補強筋形状の影響を考慮するための係数

角形横補強筋の拘束効果は、フープテンション状態となってコンクリートを拘束する円形横補強筋と次の 2 点で大きく相異なる。1) 図 4.1 にも示したように、横補強筋位置の拘束力は、円形筋では一様分布となるが、角形筋では横補強筋の材軸方向に沿って分布する。2) コンクリートに対する拘束力の反力によって、角形筋は軸力と共に曲げモーメントも受けるため、横補強筋断面の軸力、言い換えれば拘束力が一軸引張状態と

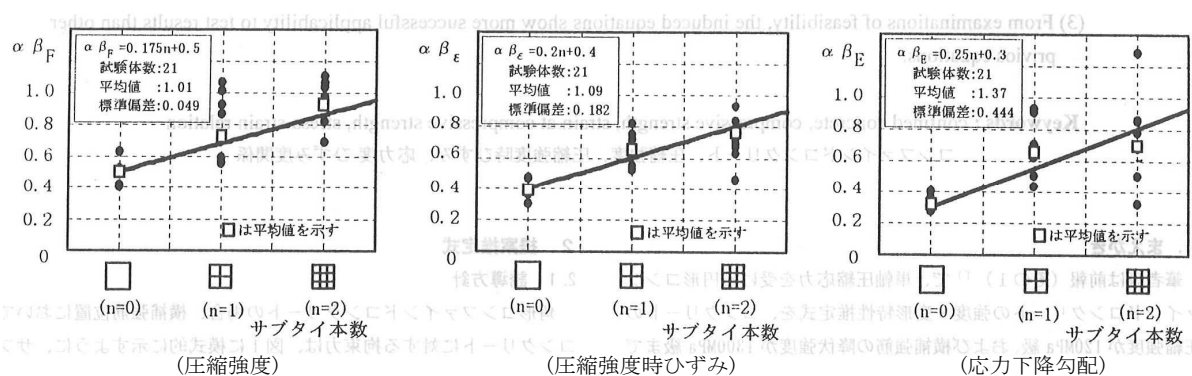


図 4.2 横補強筋の形状に関する修正係数 $\alpha\beta$

なる円形筋に比べて小さいものとなる。

1) および 2) が拘束効果におよぼす影響は、結局のところ拘束力、さらには拘束応力指標 ($p_s\sigma_{sy}$) に関わるものと考えられるため、推定式ではそれぞれ係数 α , β として $p_s\sigma_{sy}$ に乗ずる形式で評価することとした。

係数 α , β については既往の研究^{4.4)}で個別に調べられている。しかし、値としてのばらつきも大きく、また取り扱いも煩雑である。それ故、ここでは推定式の簡便化のため係数 $\alpha\beta$ としてまとめて取り扱う。なお、この考え方は、既報^{4.4)}の成果に基づいて圧縮強度のみに対して適用された例がある^{4.5)}。図 4.2 は、角形横補強筋の形状の影響を調べた、普通強度の材料を用いた既往の試験体^{4.4)}から算出した係数 $\alpha\beta$ を、横軸にサブタイ本数 (n) をとって示したものである。なお、係数 $\alpha\beta$ は、後に示す表 4.1 の A 式に、材料強度についての係数 κ を普通強度材料であることから 1 として、試験体の実験変量値および強度・変形特性値を代入して求めたものである。図 4.2 によれば、ばらつきはあるが、圧縮強度、その時のひずみ度および応力下降域における平均下降勾配^{4.2)}についてのいずれの係数 ($\alpha\beta_F$, $\alpha\beta_\epsilon$, $\alpha\beta_E$) も、 n の増加によって増大した。推定式の形式を簡略化するため、 $\alpha\beta$ - n 関係を直線で近似すると同図中の諸式を得た。いずれの $\alpha\beta$ も n (サブタイ本数) が 3 程度で 1 となり、角形筋でも 3 本程度の中子筋を配すれば、円形筋と同じ程度の拘束効果が得られることが推測される。

4.2.4 提案推定式

4.2.1 および 4.2.3 で述べた考えに従って、表 4.1 の A 式で示される強度・変形特性推定式を提案する。すなわち、材料強度の影響を表す係数 κ を拘束応力指標 $p_s\sigma_{sy}$ に乗じた、円形の基本式における $\kappa p_s\sigma_{sy}$ に、横補強筋形状の影響に関する修正係数 $\alpha\beta$ を乗じた。同式は、 κ および $\alpha\beta$ を介して材料強度と横補強筋形状を考慮した強度・変形特性を広範囲に推定できると考えられる。なお、畑中らは、低および高強度材料を用いた、各種形状の

表 4.1 コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式一覧
(適用範囲 $F_o \leq 120\text{MPa}$, $\sigma_{sy} \leq 1300\text{MPa}$)

圧縮強度比 (F_{cf} / F_o)	圧縮強度時ひずみ比 ($\varepsilon_{cf} / \varepsilon_o$)	応力下降勾配比 ($\overline{E_{cf}} / \overline{E_o}$)
$1 + 4.41 \cdot \alpha\beta_F \cdot \kappa_F \cdot \frac{p_s \sigma_{sy}}{F_o} (1 - 1.24 \frac{S}{D})$ <p style="text-align: right;">... (A1)</p>	$1 + \alpha\beta_\varepsilon \cdot \kappa_\varepsilon \cdot \left(\frac{10}{F_o}\right)^2 \cdot 9.8 \cdot p_s \sigma_{sy} (1 - 1.11 \frac{S}{D})$ <p style="text-align: right;">... (A2)</p>	$\frac{1}{\alpha\beta_E \cdot \kappa_E \cdot \left(\frac{20}{F_o}\right)^2 \cdot \frac{1}{2 \cdot S/D + 1} \cdot 9.8 \cdot p_s \sigma_{sy} + 1}$ <p style="text-align: right;">... (A3)</p>
$\kappa_F = 1 - e^{-A_{F1} \cdot 100 p_s}$ $A_{F1} = \frac{1}{(\sigma_{sy} / 200 - A_{F2})^2} + A_{F2}$ $A_{F2} = \begin{cases} 2.0 & (F_o \leq 60) \\ -F_o/30 + 4.0 & (60 < F_o \leq 120) \end{cases}$ $\alpha\beta_F = 0.175n + 0.5 \leq 1.0$	$\kappa_\varepsilon = 1 - e^{-A_\varepsilon \cdot 100 p_s}$ $A_\varepsilon = \begin{cases} 6.5 & (F_o \leq 60) \\ -F_o/10 + 12.5 & (60 < F_o \leq 120) \end{cases}$ $\alpha\beta_\varepsilon = 0.2n + 0.4 \leq 1.0$	$\kappa_E = \begin{cases} 1 & (F_o \leq 60) \\ 4 - 180 / F_o & (60 < F_o \leq 120) \end{cases}$ $\alpha\beta_E = 0.25n + 0.3 \leq 1.0$

F_o, ε_o : プレーンコンクリートの圧縮強度 (MPa) およびその時のひずみ度

F_{cf}, ε_{cf} : コンファインドコンクリートの圧縮強度 (MPa) およびその時のひずみ度

$\overline{E_o}, \overline{E_{cf}}$: プレーンコンクリートおよびコンファインドコンクリートの応力下降勾配

$\kappa_F, \kappa_\varepsilon, \kappa_E$: 材料強度に関する低減係数 $\alpha\beta_F, \alpha\beta_\varepsilon, \alpha\beta_E$: 断面形状に関する低減係数

p_s : 横補強筋の面積比 ($= 2a_s / SD$) a_s : 横補強筋の断面積 S : 横補強筋ピッチ D : コアコンクリート幅

σ_{sy} : 横補強筋の降伏強度 (MPa) n : サブタイ本数

横補強筋を有するコンファインドコンクリートについての研究から、各種横補強筋の補強効率（本論文での $\alpha\beta_F$ に対応）は材料強度によってさほど、影響を受けないと指摘している^{4, 6)}。それ故、本論では、この成果を参考にして、低強度範囲にある試験体から得られた係数 $\alpha\beta$ が、高強度材料の範囲にも適用できると仮定する。また、その適用範囲は、4.2.2の円形コンファインドコンクリートについての基礎式の範囲から、 F_o が120MPa級、 σ_{sy} が1300MPa級以下である。

4-3 提案推定式における各種要因の影響度

4.3.1 円形コンファインドコンクリートの場合

図 4.3～4.5 は、基本となる円形コンファインドコンクリートの圧縮強度(F_{cf})、圧縮強度時ひずみ度(ε_{cf})のプレーンコンクリートからの増分比($(F_{cf}/F_o - 1)$), ($(\varepsilon_{cf}/\varepsilon_o - 1)$), ならびに平均下降勾配については平均下降勾配の比から 1 を減じた値($(E_o/E_{cf} - 1)$) (以下これらの値をそれぞれの改善度と仮称する) におよぼす各種要因の影響を、横軸に $p_s \sigma_{sy}$ をとって、 F_o および σ_{sy} をパラメータとして定量的に例示したものである。なお、要因 S/D については、コンファインドコンクリートが用いられるであろう構造部材にお

ける S/D が 0.1~0.2 程度の狭い範囲と推測されるため、ここでは特性値の過小側の評価を得る目的で $S/D=0.2$ とした。なお、表 4.1 の A 式から分かるように、 S/D が増加すると各特性値の改善度はより低いものとなる。

図 4.3 は強度増分比の例である。いずれの F_o および σ_{sy} の場合も $p_s \sigma_{sy}$ の増大によって強度増分比、すなわち強度の改善度は大となる。 F_o の影響度は大きく、 F_o が高いほど改善度は急速に低下する。また、同じ F_o であっても σ_{sy} が高くなると、前章で示されたように、 $p_s \sigma_{sy}$ が比較的小さい範囲で改善度は悪くなるが、これは、前章で示されたように圧縮強度 (F_{cf}) 時に横補強筋が降伏しなくなることによるものである。

図 4.4 は圧縮強度時ひずみ度の増分比を示したものである。同一 $p_s \sigma_{sy}$ でのひずみ度増分比は強度増分比の数倍になっており、コンファインドコンクリートでは変形特性が顕著に改善されることが分かる。ひずみ度増分比も $p_s \sigma_{sy}$ の増加に従って増大するが、 F_o が大なるほど増分比は急速に小さくなる。また同じ F_o 時、 σ_{sy} が大きい程改善度は低くなる。これは、同一 $p_s \sigma_{sy}$ であっても、 σ_{sy} が大になって p_s が小になると、言い換えれば横補強筋が細くなると κ_e (表 4.1 の (A 2) 式参照) が低下することに

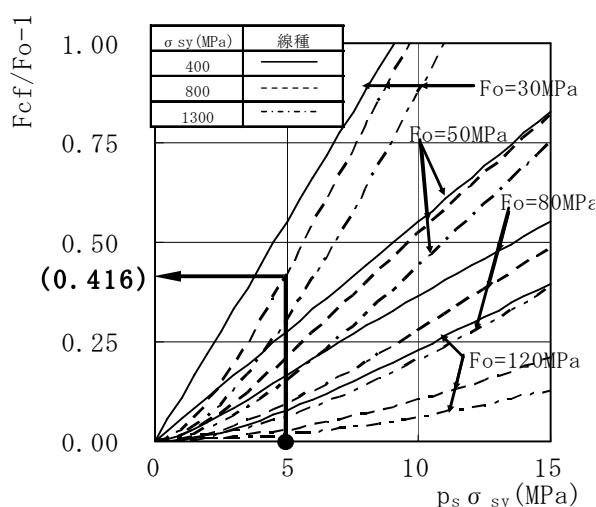


図 4.3 ($F_{cf}/F_o - 1$) - $p_s \sigma_{sy}$ 関係

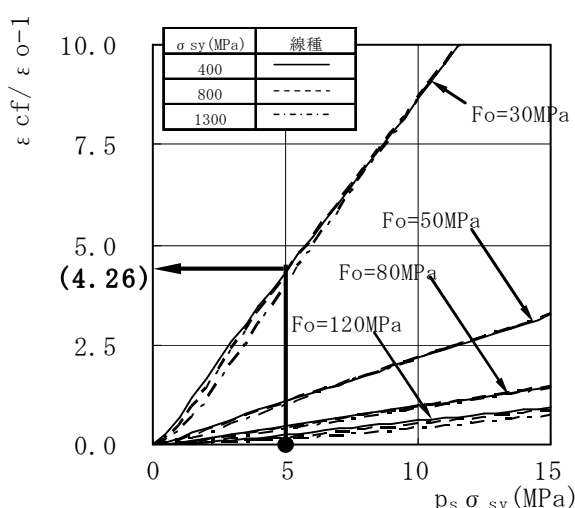


図 4.4 ($\varepsilon_{cf}/\varepsilon_o - 1$) - $p_s \sigma_{sy}$ 関係

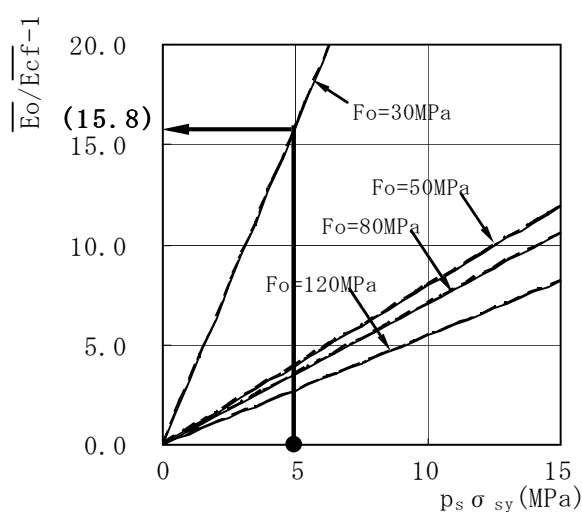


図 4.5 ($E_o/E_{cf} - 1$) - $p_s \sigma_{sy}$ 関係

起因する。しかし、ひずみ度増分比におよぼす σ_{sy} の影響は、2 乗で効く F_o のそれに比べ極く小さく、このことは、ばらつきが大きく同影響が明確でない後述の図 4. 10 の結果からも推測される。

次に、コンファインドコンクリートの応力度－ひずみ度関係の応力下降域を $\varepsilon_{cf} \sim 2\varepsilon_{cf}$ で直線近似した時の平均下降勾

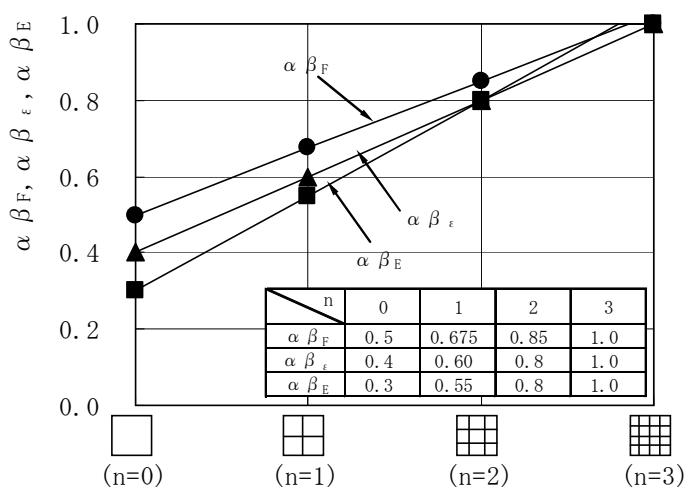


図 4. 6 横補強筋形状の影響

配²⁾ (E_{cf}) と、プレーンコンクリートのそれ (E_o) との比から 1 を減じた値 ($E_o / E_{cf} - 1$) についての例を図 4. 5 に示す。表 4. 1 の (A 3) 式では、 κ_E におよぼす σ_{sy} の影響が明確でないためその効果が考慮されていない。したがって、 $(E_o / E_{cf} - 1) - p_s \sigma_{sy}$ 関係は σ_{sy} に関係せず各 F_o に対して一本の直線で表される。また、同じ $p_s \sigma_{sy}$ でも 2 乗の影響度で効く F_o が増加すると、 $(E_o / E_{cf} - 1)$ は急激に小となり、すなわち E_{cf} / E_o は大となって、下降勾配の改善度は悪くなることが分かる。

4. 3. 2 角形コンファインドコンクリートの場合

表 4. 1 の提案推定式 (A 式) によれば、円形コンファインドコンクリートの各特性値の改善度に対する角形コンファインドコンクリートでの改善度の比、たとえば圧縮強度については、 $(F_{cf} / F_o - 1)_{\text{角形}} / (F_{cf} / F_o - 1)_{\text{円形}}$ は $\alpha \beta_F$ に、他の圧縮強度時ひずみおよび応力下降勾配特性値ではそれぞれ $\alpha \beta_\varepsilon$ 、 $\alpha \beta_E$ に一致する。このことは、前項 4. 3. 1 の図 4. 3～4. 5 で示した円形コンファインドコンクリートの各特性値についての改善度と、図 4. 6 にまとめて示した横補強筋の形状に関する修正係数 $\alpha \beta$ とから、角形コンファインドコンクリートの各特性値が得られることを示唆する。すなわち、図 4. 6 より各形状についての修正係数 $\alpha \beta \leq 1$ (たとえば $\alpha \beta_F$) を読みとり、それを図 4. 3～4. 5 の円形コンファインドコンクリートの対応する特性値の改善度 (たとえば $(F_{cf} / F_o - 1)_{\text{円形}}$) に乗ずれば、角形の場合の特性値増分 (たとえば $(F_{cf} / F_o - 1)_{\text{角形}}$)、言い換えれば改善度が計算できることを示している。

ここで参考のために、既往の推定式のうち横補強筋の形状が考慮できるものについて、

$(F_{cf}/F_o - 1)_{\text{角形}} / (F_{cf}/F_o - 1)_{\text{円形}}$
 と横補強筋形状との関係調べた結果を図 4.7 に示す。同図によれば、円形に対する角形の強度増分比は、低い値を与える崎野式を除いてはほぼ同様で、およそ□形に対しては 0.3～0.5、田形では 0.65 前後および囲形では 0.75～0.85 のものとなっている。

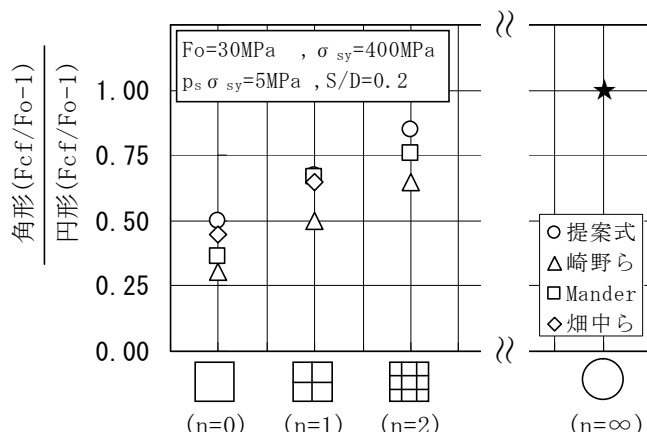


図 4.7 既往式による円形に対する角形の強度増分比

4.3.3 強度・変形特性の推定例

プレーンコンクリートの F_o が 30MPa、横補強筋の σ_{sy} が 800MPa、 $p_s\sigma_{sy}$ が 5MPa、ならびに形状が□、田、囲形および円形であるコンファインドコンクリートの強度・変形特性を推定する。

a) 圧縮強度 (F_{cf}) の推定：図 4.3 において、 $F_o=30$ 、 $\sigma_{sy}=800$ の曲線から $p_s\sigma_{sy}=5$ のときの円形コンファインドコンクリートの強度増分比 $(F_{cf}/F_o - 1)_{\text{円形}}=0.416$ を読みとる。次に、この強度増分比に、図 4.6 より得られる $n=0, 1$ および 2 に対する $\alpha\beta_F=0.5, 0.675$ および 0.85 を乗ずると各形状における強度増分比 0.208, 0.281 および 0.354 が求まる。それらの値から□、田、囲および円形状の場合の圧縮強度として、36.2, 38.4, 40.6 および 42.5MPa を得る。

b) F_{cf} 時におけるひずみ度 (ϵ_{cf}) の推定：圧縮強度の場合と同様、図 4.4 および図 4.6 とから、 $(\epsilon_{cf}/\epsilon_o - 1)_{\text{円形}}=4.26$ 、および $n=0, 1, 2$ に対応する $\alpha\beta_\epsilon=0.4, 0.6$ および 0.8 を読みとる。ここで、既往の提案式^{4.7, 4.8)}、 $\epsilon_o=(0.015 F_o+1.3) \times 10^{-3}$ から ϵ_o を求めると 0.175% となり、これを用いると ϵ_{cf} はそれぞれ 0.473, 0.625, 0.771 および 0.921% となる。

c) 応力下降勾配 (E_{cf}) の推定：図 4.5 から得られる $(E_o/E_{cf} - 1)_{\text{円形}}=15.8$ に、 $n=0, 1$ および 2 に対応する図 4.6 の修正係数 $\alpha\beta_E$ を乗じると、下降勾配改善比 E_{cf}/E_o として、0.174, 0.103, 0.073、および 0.060 を得る。 E_{cf} の算出に必要な E_o の値として、既往の提案式^{4.7, 4.8)}、 $E_o=(0.14 F_o-0.7) F_o/\epsilon_o \times 10^{-3}$ (GPa) による値、60GPa 用いると、□、田、囲および円形状の場合の E_{cf} として、それぞれ 10.5, 6.19, 4.40 および 3.57GPa が得られる。

以上で、コンファインドコンクリートの圧縮強度、その時のひずみ度および平均下降勾配が算出されたが、それらの値を、たとえば中塚らの提案する下式の応力度－ひずみ度関係モデル^{4.7, 4.8)}に適用すると、図 4.8 に示すような結果が得られる。ここで、コンファインドコンクリートの応力度－ひずみ度関係の上昇域部分において、コンファインドコンクリートの強度・変形特性は受動的拘束の本質から、プレーンコンクリートの圧縮強度に至るまでは、プレーンコンクリートの応力度－ひずみ度関係と同じとなる。

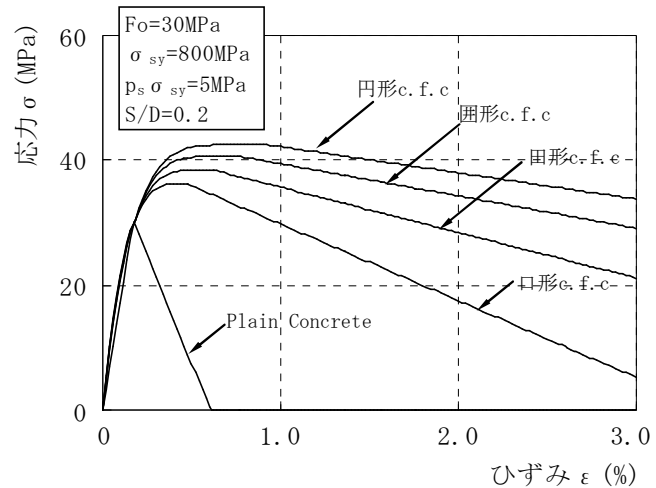


図 4.8 各形状の応力度－ひずみ度関係モデル

$$\text{上昇域: } \sigma_c / F_{cf} = 1 - (1 - \varepsilon_c / \varepsilon_{cf})^n$$

$$\text{ここで, } n = \log |1 - F_c / F_{cf}| / \log |1 - \varepsilon_o / \varepsilon_{cf}|,$$

$$(\text{但し } n \geq 2)$$

$$\text{下降域: } \sigma_c / F_{cf} = 1 - E_{cf} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cf}) / F_{cf}$$

4-4 推定式の適合性

図 4.9 および図 4.10 に、本推定式ならびに既往の主な推定式の実験結果^{4.17~4.25)}に対する適合性を示す。なお、いずれの推定式の適合性検討でも、当該推定式の誘導の基礎となったデータを省いている。また、各推定式に必要なとなるプレーンコンクリート強度についての記述があるデータを用いた。既往の推定式としては、渡邊式^{4.9)}、Mander 式^{4.10)}、崎野式^{4.13)} および Saatcioglu 式^{4.14)} を取り上げた。なお、取り上げた既往の推定式は以下のような特徴を持っている。すなわち、渡邊式は、円形および主として方形の角形横補強筋を有する試験体の実験結果から、 $\sqrt{\sigma_{sy}}$ に比例する横拘束係数 C_c を用いて、円形式および角形式が別々に提案されている。また、圧縮強度時ひずみ度比、圧縮限界ひずみ度比なども C_c のみで表示できるとしている。角形式は横補強筋の形状の影響を考慮せず、円形式とも無関係であるため、両式で連続性はない。Mander 式は、Shiehk^{4.11)} による有効拘束面積の概念と、Willam-Warnke によるコンクリートの 5 パラメータ破壊規準式とから導かれた、プレーンコンクリートに対するコンファインドコン

表 4.2(a) 円形横補強筋における圧縮強度・変形特性推定式

研究者	圧縮強度比 $F_{cf}/F_o, F_{cf}/F_c$	圧縮強度時ひずみ比 $\varepsilon_{cf}/\varepsilon_o, \varepsilon_{cf}/\varepsilon_c$	応力下降特性	備考
崎野ら	$0.8 + \kappa \frac{p_b \sigma_{sy}}{F_c}$	$\begin{cases} 1 + 4.7(K-1) \dots\dots\dots (K \leq 1.5) \\ 3.35 + 20(K-1.5) \dots\dots\dots (K > 1.5) \end{cases}$	$\frac{\sigma}{F_{cf}} = \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2}$	$\kappa = 2.09 \left(1 - \frac{S}{2D}\right)^2, K = \frac{F_{cf}}{0.8F_c}, A = \frac{E_c \varepsilon_{cf}}{F_{cf}}$ $D = 1.50 - 1.68 \times 10^{-3} F_c + 0.5 \sqrt{\frac{(K-1)F_c}{23}}$ $E_c = 4 \left(\frac{F_c}{1000}\right)^{\frac{1}{3}} \times 10^5, X = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cf}}$
Mander	$2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{C_o}{F_o}} - 1.254 - 2 \frac{C_o}{F_o}$	$1 + 5(K-1)$	$\frac{\sigma}{F_{cf}} = \frac{X\gamma}{\gamma - 1 + X^\gamma}$	$C_o = 0.5 p_b \sigma_{sy} \left(1 - \frac{S}{2D}\right)^2, X = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cf}}$ $\gamma = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}, E_c = 5000 \sqrt{F_c}, E_{sec} = \frac{F_o}{\varepsilon_{cf}}$
渡邊ら	$1 + 150C_c$	$1 + 1460C_c$	$\frac{\varepsilon_{cu,cf}}{\varepsilon_{cu,o}} = 1 + 990C_c$	$C_c = p_b \frac{\sqrt{\sigma_{sy}}}{F_c} \left(1 - \frac{S}{2D}\right)$ $\varepsilon_{cu,o} = 0.00413(1 + F_c/2000)$
Saatcioglu	$1 + k_1 \frac{f_{le}}{F_o}$	$1 + 5 \cdot k_3 \cdot K$	$\varepsilon_{cf} = \varepsilon_o(1 + 5 \cdot k_3 \cdot K)$ ε_{cf} と ε_{85} をつなぐ直線 $\varepsilon_{85} = 260k_3 \rho_c \varepsilon_{cf} [1 + 0.5k_2(k_4 - 1)]$ $+ \varepsilon_{085}$ ε_{085} : ピーク時応力に対して 85% 時点のひずみ $k_4 = \frac{\sigma_{sy}}{500} \geq 1.0$	$k_1 = 6.7(f_{le})^{-0.17}, K = \frac{k_1 \cdot f_{le}}{F_o}, f_{le} = k_2 \cdot f_l$ $f_l = \frac{\sum_{i=1}^q (A_i \cdot f_i \cdot \sin \alpha)_i}{s \cdot b_c}, k_2 = 1.0$ $f_s = E_s \left(0.0025 + 0.04 \cdot \sqrt{\frac{k_2 \cdot \rho_c}{F_o}}\right)$ $\rho_c = \frac{\sum_{i=1}^n (A_{sx})_i + \sum_{j=1}^m (A_{sy})_j}{s \cdot (b_{cx} + b_{cy})}, k_3 = \frac{40}{F_o} \leq 1.0$

F_o, ε_o : プレーンコンクリートの圧縮強度およびその時のひずみ度 F_c, ε_c : コンクリートシリング強度およびその時のひずみ度

F_{cf}, ε_{cf} : コンファインドコンクリートの圧縮強度およびその時のひずみ度 σ_{sy} : 横補強筋の降伏強度

ε_{cf} : コンファインドコンクリートの応力下降勾配 p_b : 横補強筋の体積比 p_s : 横補強筋の面積比 (= $\sum a_s / SD$)

S : 横補強筋ピッチ D : コアコンクリート幅 σ_L : $\varepsilon = 4 \times 10^{-3}$ 以後の平均等価側圧 $H\sigma_{LY}$: 拘束筋降伏時の計算上の一様側圧

$\varepsilon_{cu,cf}$: コンファインドコンクリートの $k, k_3 \max$ 時ひずみ $\varepsilon_{cu,o}$: プレーンコンクリートの $k, k_3 \max$ 時ひずみ

クリートの強度比（K）で構成されているが、K推定式は、サブタイ本数の増加によって角形式は円形式に漸近する形式となっている。圧縮強度時ひずみ度増分比は Richart 等の研究結果に従って、材料強度等に関係なくいずれのコンファインドコンクリートの場合でも強度増分比（K－1）の一律5倍で与えられるとしている。崎野等は、高強度の範囲までを対象としたコンファインドコンクリートの強度・変形推定式を示している。同式では、実用性の観点からプレーンコンクリート強度としてシリンダー強度に基づく値や、横補強筋降伏強度の上限値（ $\sigma_{sy} < 700\text{MPa}$ ）などを採用している。しかし、円形式と角形式は全く異なっているため、サブタイ本数の増加によって角形式が円形式に漸近するという特徴はない。Saatcioglu 式は、他の推定式と同様、圧縮強度増分が横拘束応力の係数倍で与えられるとしている。しかし、同係数は横拘束応力の大きさで変化するとし、横拘束応力は横補強筋の形状、配筋ピッチなどの影響を考慮する等価一様拘束力によって連続的に評価するものとなっている。また、圧縮強度時ひずみ度は Mander 式と同様強度増分比の5倍で与えられる、などを特徴としている。

表 4.2(b) 角形横補強筋における圧縮強度・変形特性推定式

研究者	圧縮強度比 $F_{cf}/F_o \cdot F_{cf}/F_c$	圧縮強度時ひずみ比 $\varepsilon_{cf}/\varepsilon_o \cdot \varepsilon_{cf}/\varepsilon_c$	応力下降特性	備考
崎野ら	$1 + \kappa \frac{p_b \sigma_{sy}}{F_c}$	$\begin{cases} 1 + 4.7(K-1) \dots \dots \dots (K \leq 1.5) \\ 3.35 + 20(K-1.5) \dots \dots \dots (K > 1.5) \end{cases}$	$\frac{\sigma}{F_{cf}} = \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2}$	$\kappa = 11.5 \left(\frac{d}{C} \right) \left(1 - \frac{S}{2D} \right), K = \frac{F_{cf}}{F_c}, A = \frac{E_c \varepsilon_{cf}}{F_{cf}}$ $D = 1.50 - 1.68 \times 10^{-3} F_c + 0.5 \sqrt{\frac{(K-1)F_c}{23}}$ $E_c = 4 \left(\frac{F_c}{1000} \right)^{\frac{1}{3}} \times 10^5, X = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cf}}$
Mander	$2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{C_o}{F_o}} - 1.254 - 2 \frac{C_o}{F_o}$	$1 + 5(K-1)$	$\frac{\sigma}{F_{cf}} = \frac{X\gamma}{\gamma - 1 + X^\gamma}$	$C_o = 0.5 p_b \sigma_{sy} \left(1 - \frac{S}{2D} \right)^2 \left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6D^2} \right), X = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cf}}$ $\gamma = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}, E_c = 5000 \sqrt{F_o}, E_{sec} = \frac{F_o}{\varepsilon_{cf}}$
渡邊ら	$1 + 49C_c$	$1 + 341C_c$	$\frac{\varepsilon_{cu,cf}}{\varepsilon_{cu,o}} = 1 + 611C_c$	$C_c = p_b \frac{\sqrt{\sigma_{sy}}}{F_c} \left(1 - \frac{S}{2D} \right)$
Saatcioglu	$1 + k_1 \frac{f_{le}}{F_o}$	$1 + 5 \cdot k_3 \cdot K$	$\varepsilon_{cf} = \varepsilon_o (1 + 5 \cdot k_3 \cdot K)$ ε_{cf} と ε_{85} をつなぐ直線 $\varepsilon_{85} = 260 k_3 \rho_c \varepsilon_{cf} [1 + 0.5 k_2 (k_4 - 1)]$ $+ \varepsilon_{085}$ ε_{085} : ピーク時応力に対して85% 時点のひずみ $k_4 = \frac{\sigma_{sy}}{500} \geq 1.0$	$k_1 = 6.7(f_{le})^{-0.17}, K = \frac{k_1 \cdot f_{le}}{F_o}, f_{le} = k_2 \cdot f_l$ $f_l = \frac{\sum_{i=1}^n (A_s \cdot f_s \cdot \sin \alpha)_i}{s \cdot b_c}$ $k_2 = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s} \right) \left(\frac{b_c}{G} \right) \left(\frac{1}{f_l} \right)} \leq 1.0$ $f_s = E_s \left(0.0025 + 0.04 \sqrt{\frac{k_2 \cdot \rho_c}{F_o}} \right)$ $\rho_c = \frac{\sum_{i=1}^n (A_{sx})_i + \sum_{j=1}^m (A_{sy})_j}{s \cdot (b_{cx} + b_{cy})}, k_3 = \frac{40}{F_o} \leq 1.0$

F_o, ε_o : プレーンコンクリートの圧縮強度およびその時のひずみ度 F_c, ε_c : コンクリートシリンダー強度およびその時のひずみ度
 F_{cf}, ε_{cf} : コンファインドコンクリートの圧縮強度およびその時のひずみ度 C : 主筋間隔 σ_{sy} : 横補強筋の降伏強度 d : 横補強筋径
 $\overline{E_{cf}}$: コンファインドコンクリートの応力下降勾配 p_b : 横補強筋の体積比 p_s : 横補強筋の面積比 ($= \sum a_s / SD$) S : 横補強筋ピッチ
 D : コアコンクリート幅 n : サブタイ本数 m, w_i : サブタイの脚間の数および距離
 σ_L^* : $\varepsilon = 4 \times 10^{-3}$ 以後の平均等価側圧 $_{H}\sigma_{LY}$: 拘束筋降伏時の計算上の一様側圧
 $\varepsilon_{cu,cf}$: コンファインドコンクリートの $k_1 k_3 \max$ 時ひずみ $\varepsilon_{cu,o}$: プレーンコンクリートの $k_1 k_3 \max$ 時ひずみ

4.4.1 圧縮強度

図 4.9 に圧縮強度に関する適合性を示す。円形コンファインドコンクリートの結果である同図(a)によれば、いずれの推定式もほぼ同様のばらつきを示すが、本推定式および崎野式は実験値を過小に、その他の推定式は過大に評価する傾向が見られる。同図(b)の角形の場合、いずれの推定式も平均値が 1.0 程度で、ばらつきも $\pm 20\%$ 程度の比較的良好な精度を示す。しかし、大きな F_o となる高強度材料を用いた場合の実験値に対して、Mander 式は過大に、Saatcioglu 式は過小に評価している。また、横補強筋の形状の影響を考慮しない渡邊式では、形状が円形の場合に若干過小評価する傾向がみられる。

4.4.2 圧縮強度時ひずみ度

図 4.10(a)および(b)は、圧縮強度時ひずみ度に関する適合性の検討結果である。圧縮強度時ひずみ度は、強度に比べてばらつきが大きいものであるが、同図(a)に示す円形コンファインドコンクリートの場合、本推定式は、他の推定式に比べ実験値の下限を最も良好に推定している。ひずみ度増分比を強度増分比に対して、一律に定数倍とする、崎野式、Saatcioglu 式および Mander 式は実験値を過大評価し、この順に 1.0 に近い平均値を示すものの、ばらつきが大きな評価となっている。渡邊式は、平均値が小さく、標準偏差が大きいという最も悪い評価を与えている。この原因として、変形特性であるひずみ度の推定に対し、圧縮強度の場合と同一の、コンクリート強度 F_o に反比例するだけの拘束係数 C_c を用いていることが考えられる。次に図 4.10(b)の角形の場合、円形のとく同様、本推定式が最も良い適合性を示している。Mander 式では、平均値は 1.05 であるが、 ε_{cf} の大きい範囲での推定精度が悪い。また崎野式、渡邊式および Saatcioglu 式は大きな ε_{cf} となる実験値をかなり過小に評価する傾向が見られる。

4.4.3 応力下降勾配

本推定式による平均下降勾配 (E_{cf}) の適合性を、読みとりが可能な応力度-ひずみ度関係が示されている文献^{4.22, 4.23)}から求めた E_{cf} 値を用いて考察する。図 4.11(a)および(b)は、円形および角形コンファインドコンクリートに関する実験値と計算値の比較図であるが、図中には、本推定式の誘導に用いたデータも併記している。応力下降勾配は、試験体の破壊性状と密接に関係するため、本質的に極めて大きなばらつきを有するが、本提案式以外の実験データにおいても、誘導のために用いた本実験データとほぼ同程度に推定されていると考えられる。

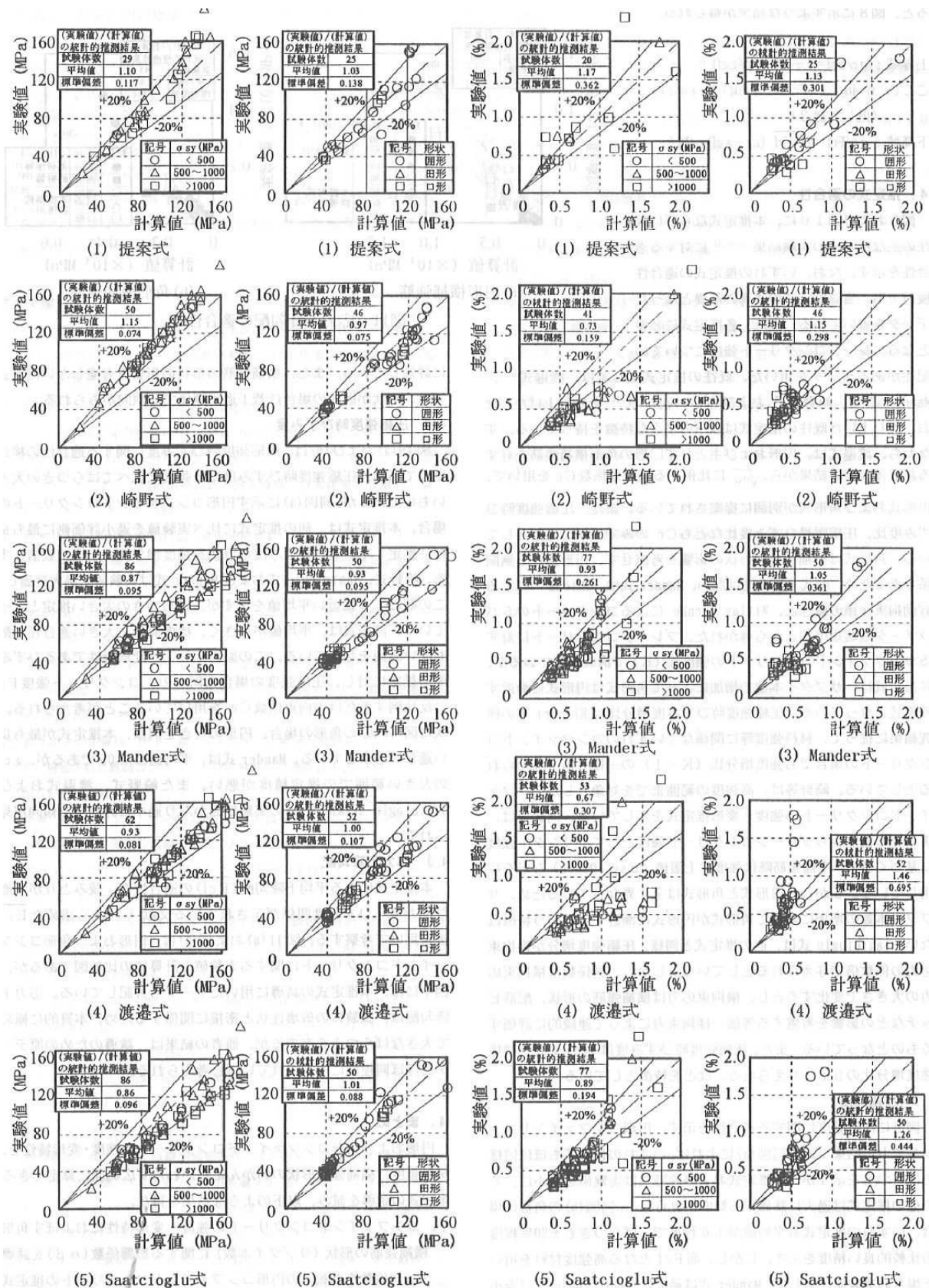


図 4.9 圧縮強度の適合性

図 4.10 圧縮強度時ひずみ度の適合性

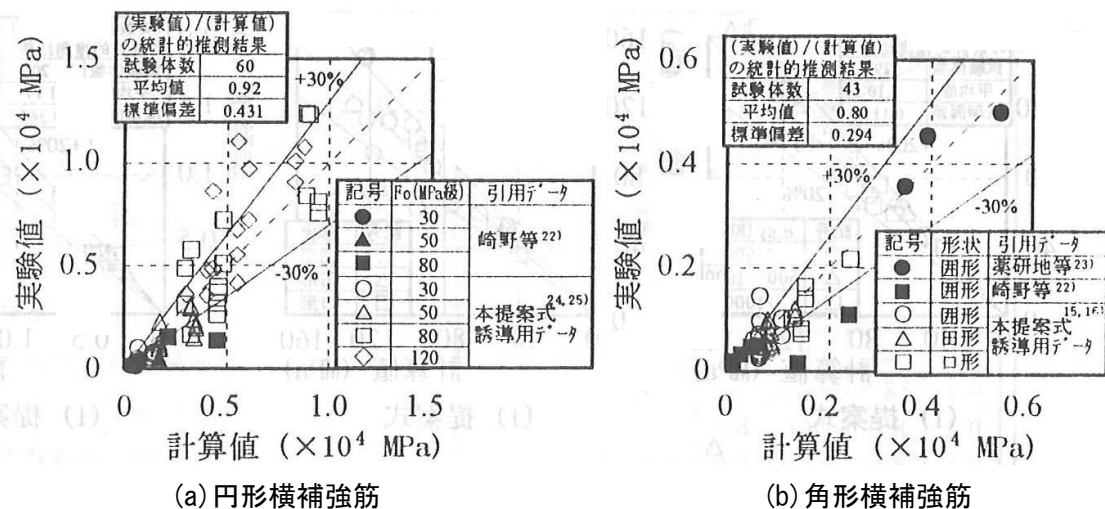


図 4.11 応力下降勾配の適合性

4-5 まとめ

円形および角形コンファインドコンクリートの強度・変形特性を、材料強度、横補強筋形状のいかんにかかわらず広範囲に算定できる推定式の誘導を試み、以下のような結果を得た。

1. コンファインドコンクリートの強度・変形特性におよぼす角形横補強筋の形状（サブタイ本数）に関する影響係数($\alpha\beta$)を誘導し、同係数を第3章の円形コンファインドコンクリートの推定式における拘束応力指標値($p_s\sigma_{sy}$)に乗ずることから、円形および角形コンファインドコンクリートの強度・変形を統一的に算出する推定式を導いた。
2. 提案推定式において、各種要因が特性値におよぼす影響を定量的に調べて図表化し、各種形状の横補強筋をもつコンファインドコンクリートの応力度－ひずみ度特性が同図表を利用することによって、容易に得られることを例示した。
3. 本推定式ならびに既往の主な推定式の実験結果に対する適合性を調べ、本推定式が他の式に比べ比較的良好な精度を与えることを明らかにした。

参考文献

4. 1) 中塚 侑, 阪井由尚, 中川裕史, 鈴木計夫: 高強度材料による円形コンファインドコンクリートの強度変形特性, 日本建築学会構造系論文集, pp. 129-138, 1996. 5
4. 2) 鈴木計夫, 中塚侑, 吉田晴彦: 円形補強筋を用いたコンファインドコンクリートの強度および変形特性, 材料, No. 376, pp. 33-39, 1985. 1
4. 3) 中塚 侑, 阪井由尚, 菅田昌広, 齋藤駿三, 鈴木計夫: コンファインドコンクリートにおける角形横補強筋の拘束機構, 日本建築学会構造系論文集, No. 492, pp. 61-68, 1997. 2
4. 4) 鈴木計夫, 中塚侑, 菅田昌広: 角形横補強筋によるコンファインドコンクリートの拘束機構と強度および変形特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 11, No. 2, pp. 449-454, 1989
4. 5) 建設省総合技術開発プロジェクト (N e w R C) , 構造性能報告書, pp. III-41~42, 1992. 3
4. 6) 服部宏巳, 近藤洋右, 畑中重光, 谷川恭雄: 帯筋形状の異なるコンファインド高強度コンクリートの有効側圧, 日本建築学会大会講演梗概集, pp. 1025-1028, 1992
4. 7) 鈴木計夫, 中塚侑, 岸本一蔵, 高木英晃: 圧縮部が横拘束 (コンファインド) 補強された鉄筋コンクリート柱の終局曲げ強度算定式, 材料, No. 456, pp. 79-85, 1991. 9
4. 8) 中塚 侑: コンクリートの応力度-ひずみ度特性とコンクリート曲げ部材の終局域特性に関する基礎的研究, 大阪大学学位論文, 1991. 1
4. 9) 渡辺史夫, 田中仁史: 横拘束コンクリートの力学特性: G B R C, NO. 68, pp. 3-15, 1992. 10
4. 10) J. B. Mander, M. J. N. Priestley and R. Park: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Proc. of ASCE, Jour. of Struct. Eng. pp. 1804-1825, Vol. 114, 1988. 8
4. 11) Sheikh S. A. and Uzumeri S. M. : Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns, Proc. of ASCE, Jour. of Struct. Eng. Vol. 108, pp. 925-950, 1982. 4
4. 12) F. E. Richart, A. Brabdzæg. and R. L. Brown: A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stresses, Univ. of Illinois Eng. Exp. Station, Bullitin, No. 185, 1928

4. 13) 崎野健治, 孫 玉平: 直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 461 号 pp. 95-104, 1994. 7
4. 14) M. Saatcioglu and S. Razvi: Strength and Ductility of Confined Concrete, Proc. of ASCE, Jour. of Struct. Eng. pp. 1590-1607, Vol. 118, 1992. 6
4. 15) 鈴木計夫, 中塚 侑, 正田隆啓, 山口善史, 菅田昌広: 強度・変形特性と曲げ靱性のためのコンファインド補強について (その 1, 角形横補強筋の拘束機構), 日本建築学会大会講演梗概集, pp. 929-930, 1989
4. 16) 中塚 侑, 阪井由尚, 他 4 名: 角形横補強筋の詳細がコンファインドコンクリートの強度・変形特性におよぼす影響, 日本建築学会大会講演梗概集, pp. 369-370, 1994
4. 17) 谷川恭雄, 畑中重光ほか: 高強度コンクリートの圧縮靱性改善に関する基礎的研究, 日本建築学会大会講演梗概集, pp. 511-514, 1989
4. 18) 榊田佳寛, 安田正雪ほか: 高強度コンクリートの横拘束時の力学特性, 日本建築学会大会講演梗概集, pp. 515-516, 1989
4. 19) 香田伸次, 田中伸行ほか: 中心圧縮力を受ける超高強度コンクリート柱の寸法効果と横拘束効果に関する実験研究, 日本建築学会大会講演梗概集, pp. 751-752, 1989
4. 20) 渡辺史夫, 六車 熙ほか: 圧縮強度100MPa級のコンクリートを用いたRC角柱の中心軸圧縮試験, 日本建築学会大会講演梗概集, pp. 1007-1010, 1992
4. 21) 勅使川原正臣ほか: 高強度鉄筋コンクリート造柱の高軸力下の変形性状, 日本建築学会大会講演梗概集, pp. 755-756, 1989
4. 22) 建設省総合技術開発プロジェクト (New RC), 高強度鉄筋分科会報告書, pp. 4-123, 1993. 3
4. 23) 建設省総合技術開発プロジェクト (New RC), 高強度鉄筋分科会報告書, pp. 4-104~116, 1993. 3
4. 24) 中塚 侑, 中川裕史ほか: 高強度材料を用いたコンファインドコンクリートの強度および変形特性, 日本建築学会大会講演梗概集, pp. 1029-1030, 1992
4. 25) 中塚 侑, 阪井由尚, 中川裕史ほか: 高強度のコンクリートと円形横補強筋で構成されたコンファインドコンクリートの強度・変形特性, 日本建築学会大会講演梗概集, pp. 371-372, 1994

4. 26) 中塚 侑, 阪井由尚, 中川裕史ほか: コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式, 日本建築学会大会講演梗概集, pp. 307-308, 1995

第 5 章 高強度コンクリートの応力－ひずみ関係 に基づく L 型連層耐震壁の 曲げ耐力と変形性能評価

第5章 高強度コンクリートの応力－ひずみ関係に基づく L型連層耐震壁の曲げ耐力と変形性能評価

5-1 はじめに

約10年ほど前から、超高層RC造集合住宅において、フリープランやスケルトン・インフィル方式など自由度の高い居住空間へのニーズが高まっている。このような空間を実現するため、30層程度の超高層RC造建物を対象とし、壁断面形状をL型とした連層耐震壁の曲げせん断実験を実施している^{5.1)}。このような連層耐震壁部材は、地震時における負担せん断力が大で、脚部には大きな曲げモーメントが作用する。またシアスパン比が大きく、主に曲げ変形が卓越した性状を示すことが特徴となる。この連層耐震壁部材に対して、圧縮領域となる壁端部コンクリートを横補強筋で有効に拘束することにより、大変形時においても靱性能の改善が要求される。拘束効果については、第2章から第4章で、単調単軸載荷時における実験から、材料および形状に関わらず広範囲に適用できるコンファインドコンクリートの圧縮強度・変形特性推定式を提案している（表5.1参照）。また、近年においては、高強度材料を使用した実験が数多く行われるようになり、高強度コンクリートに関するデータが蓄積されるようになってきた。高強度コンクリートの応力－ひずみ関係において、とくに応力下降域は、ばらつきもあり、その評価は困難であるが、大変形時まで靱性能を期待する部材においては、曲げ解析に利用されるコンクリートの応力下降域の評価は重要である。本章では、近年の研究で得られた結果をもとに、単軸載荷に基づくコンクリート応力－ひずみ関係の既往提案式の修正を行うこととした。また、この修正提案式を、連層耐震壁部材の曲げ解析に適用し、実験結果との整合性および本提案式の妥当性の確認を行い、連層耐震壁部材の曲げ耐力と変形性能に関する基礎的な知見を得るものである。

5-2 コンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係

コンクリートは、高強度になるにつれ応力-ひずみ関係は弾力的なものになって、圧縮強度以降は脆性的な破壊性状を示す。拘束効果により、高強度コンクリートの圧縮強度・変形特性の改善を行うためには、より大きい横拘束力が必要となるが、拘束力を大にしようとするために横補強筋に高強度材料を使用しても、圧縮強度時において横補強筋ひずみは降伏ひずみに到らず、その使用効率が低いことが指摘されている(例えば 5.2), 5.5), 5.6)。このように高強度コンクリートの強度・変形特性は、コンクリートおよび横補強筋の材料強度の組み合わせによって、とくに応力下降域のばらつきも生じ、その評価は困難である。そのため第2章から第4章に示した応力下降勾配特性推定式においては比較的安全側の評価を行っている。一方、秋山ら^{5.6)}は異型角型アクリル棒を試験体断面中心位置に埋込み、50mm 間隔にて高さ方向での局所ひずみ分布を計測している。応力-局所ひずみ関係より、コンファインドコンクリートの圧縮強度発現後、ひずみが大きく進展する領域、ひずみが減少する後退領域、そしてほとんどひずみが増減することのない停滞領域の3つに分類できるものとし、脆性的な破壊を呈する供試体では、ごく限られた区間に損傷が集中し、ひずみ進展領域が小さくなることを指摘している。文献 5.6) で秋山らは実験値による回帰式として、破壊領域長さ L_p を式(5-1)のように提案している。

$$L_p = 1644(p'_e/\sigma_{co})^{0.647} \quad (5-1)$$

ここで、 L_p の単位は mm、 p'_e は有効横拘束圧で、 σ_{co} はプレーンコンクリート強度を示し、表 5.1 中の F_o と同じである。また、文献 5.6) において、コンクリート圧縮強度の大きさや柱

長さに関わらず、最大荷重後に局所ひずみが進展する破壊領域長さ L_p は等しくなり、圧縮強度発現後の応力-変位曲線下の面積(圧縮破壊エネルギー $G_{f,c}$) は、応力-塑

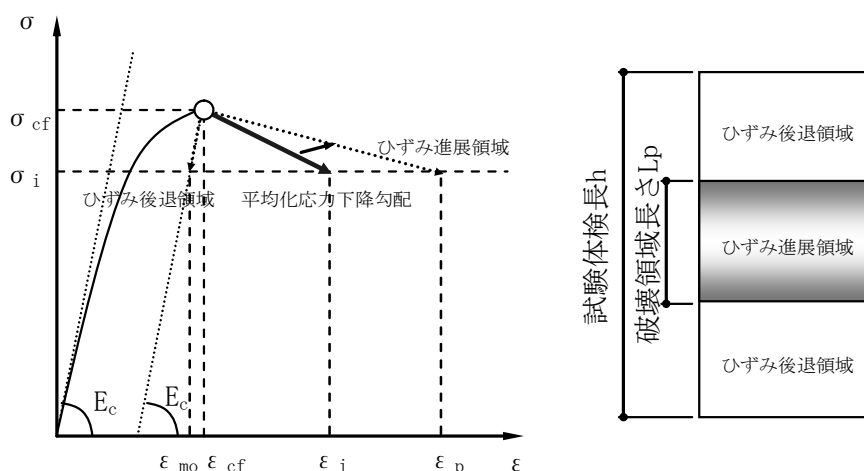


図 5.1 コンクリートにおける圧縮強度発現後の模式図

性変位 δ_{inel} 関係と一致することが確認されたとしている。そのため、試験体の幅高さ比が大きい場合など、このような破壊領域長さがコンクリートの応力－ひずみ関係を評価する際には注意を要することが指摘されている^{5.7), 5.8)}。

以上のことを考慮し、本章では、図 5.1 に示すコンクリートの応力－ひずみ関係を提案する。ひずみ進展領域となる破壊領域長さ L_p は式(5-1)により求める。ここで、式(5-1)中の有効横拘束圧 p'_e は、本研究で提案する横補強筋の形状、材料強度、およびピッチの影響を考慮した表 5.1 における圧縮強度比の $\alpha\beta_F \cdot \kappa_F \cdot p_s \sigma_{sy} \cdot (1 - 1.24 \cdot S/D)$

として求めた。ひずみ後退領域は、ここでは応力の低下に伴い弾性勾配 E_c でひずみが戻るものと仮定した。圧縮強度以降の任意の応力において、表 5.1 に示す既往提案式により求められる応力下降域のひずみ ε_i は圧縮試験体の全長により平均化した量として求められるので、ひずみ後退領域のひずみを ε_{mo} とすれば、ひずみ進展領域におけるひずみ ε_p は式(5-2-2)で求めることができる。

以上より、ひずみ進展領域の応力下降勾配比 $\overline{E_{cf}}/\overline{E_o}$ は既往提案式 $\overline{E_{cf}}/\overline{E_o}$ に式(5-2-1)に示す修正係数 η を用いて修正を行うこととした。

表 5.1 コンファインドコンクリートの

既往圧縮強度・変形特性推定式(単軸載荷)

(1) 圧縮強度比 (F_{cf}/F_o)	$\frac{F_{cf}}{F_o} = 1 + 4.41 \cdot \alpha\beta_F \cdot \kappa_F \cdot \frac{p_s \sigma_{sy}}{F_o} (1 - 1.24 \frac{S}{D})$ $\kappa_F = 1 - e^{-A_{F1} \cdot 100 p_s}$ $A_{F1} = \frac{1}{(\sigma_{sy}/200 - A_{F2})^2} + A_{F2}$ $A_{F2} = \begin{cases} 2.0 & (F_o \leq 60) \\ -F_o/30 + 4 & (60 < F_o \leq 120) \end{cases}$ $\alpha\beta_F = 0.175n + 0.5 \leq 1.0$
(2) 圧縮強度時 ひずみ比 ($\varepsilon_{cf}/\varepsilon_o$)	$\frac{\varepsilon_{cf}}{\varepsilon_o} = 1 + \alpha\beta_E \cdot \kappa_E \cdot \left(\frac{10}{F_o}\right)^2 \cdot 9.8 \cdot p_s \sigma_{sy} (1 - 1.11 \frac{S}{D})$ $\kappa_E = 1 - e^{-A_{E1} \cdot 100 p_s}$ $A_{E1} = \begin{cases} 6.5 & (F_o \leq 60) \\ -F_o/10 + 12.5 & (60 < F_o \leq 120) \end{cases}$ $\alpha\beta_E = 0.2n + 0.4 \leq 1.0$
(3) 応力下降 勾配比 ($\overline{E_{cf}}/\overline{E_o}$)	$\frac{\overline{E_{cf}}}{\overline{E_o}} = \frac{1}{\alpha\beta_E \cdot \kappa_E \cdot \left(\frac{20}{F_o}\right)^2 \cdot \frac{1}{2 \cdot S/D + 1} \cdot 9.8 \cdot p_s \sigma_{sy} + 1}$ $\kappa_E = \begin{cases} 1 & (F_o \leq 60) \\ 4 - 180/F_o & (60 < F_o \leq 120) \end{cases}$ $\alpha\beta_E = 0.25n + 0.3 \leq 1.0$

F_o, ε_o : プレーンコンクリートの圧縮強度(MPa)およびその時のひずみ度

ここで、 $\varepsilon_o = 0.93(F_o)^{1/4} \cdot 10^{-3}$ 文献5)

F_{cf}, ε_{cf} : コンファインドコンクリートの圧縮強度(MPa)およびその時のひずみ度

$\overline{E_o}, \overline{E_{cf}}$: プレーンコンクリートおよびコンファインドコンクリートの応力下降勾配

ここで、 $\overline{E_o} = (4.3 \times 10^{-3} \cdot F_o - 0.6) \times 10^3 \times 9.8$ 文献4)

$\kappa_F, \kappa_E, \kappa_E$: 材料強度に関する低減係数、 $\alpha\beta_F, \alpha\beta_E, \alpha\beta_E$: 断面形状に関する低減係数

p_s : 横補強筋の面積比(= $2a_s/SD$)、 a_s : 横補強筋の断面積、 S : 横補強筋ピッチ

D : コアコンクリート幅、 σ_{sy} : 横補強筋の降伏強度(MPa)、 n : サブタイ本数

$$\overline{E_{cf}} / \overline{E_o} = (\overline{E_{cf}} / \overline{E_o}) / \eta \quad (5-2)$$

$$\text{ここで,} \quad \eta = \varepsilon_p / \varepsilon_i \quad (5-2-1)$$

$$\varepsilon_p = A \cdot (\varepsilon_i - \varepsilon_{mo}) + \varepsilon_{mo} \quad , \quad A = h / L_p > 1 \quad (5-2-2)$$

$$\varepsilon_i = \{ \varepsilon_p + \varepsilon_{mo} \cdot (A - 1) \} / A \quad , \quad \varepsilon_i = (F_{cf} - \sigma_i) / \overline{E_{cf}} + \varepsilon_{cf} \quad (5-2-3)$$

本提案推定式を誘導する基礎となった実験の試験体大きさは円柱で 150φ × 300mm, 角柱で 200 × 200 × 400mm であり, 軸ひずみの検長はほぼ試験体高さとしている。以上の仮定を検証するため, 試験体高さが大きく, 幅高さ比が 2 以上となる文献 5.9) で行われた単調単軸圧縮載荷実験のデータと比較検討を行った。図 5.2 に, 実験結果との比較を示す。ここではとくに応力下降勾配の性状を確認するため, 応力-ひずみをそれぞれ圧縮強度 F_{cf} , 圧縮強度時ひずみ ε_{cf} で除している。修正提案式は実験結果と概ね良い対応を示している。

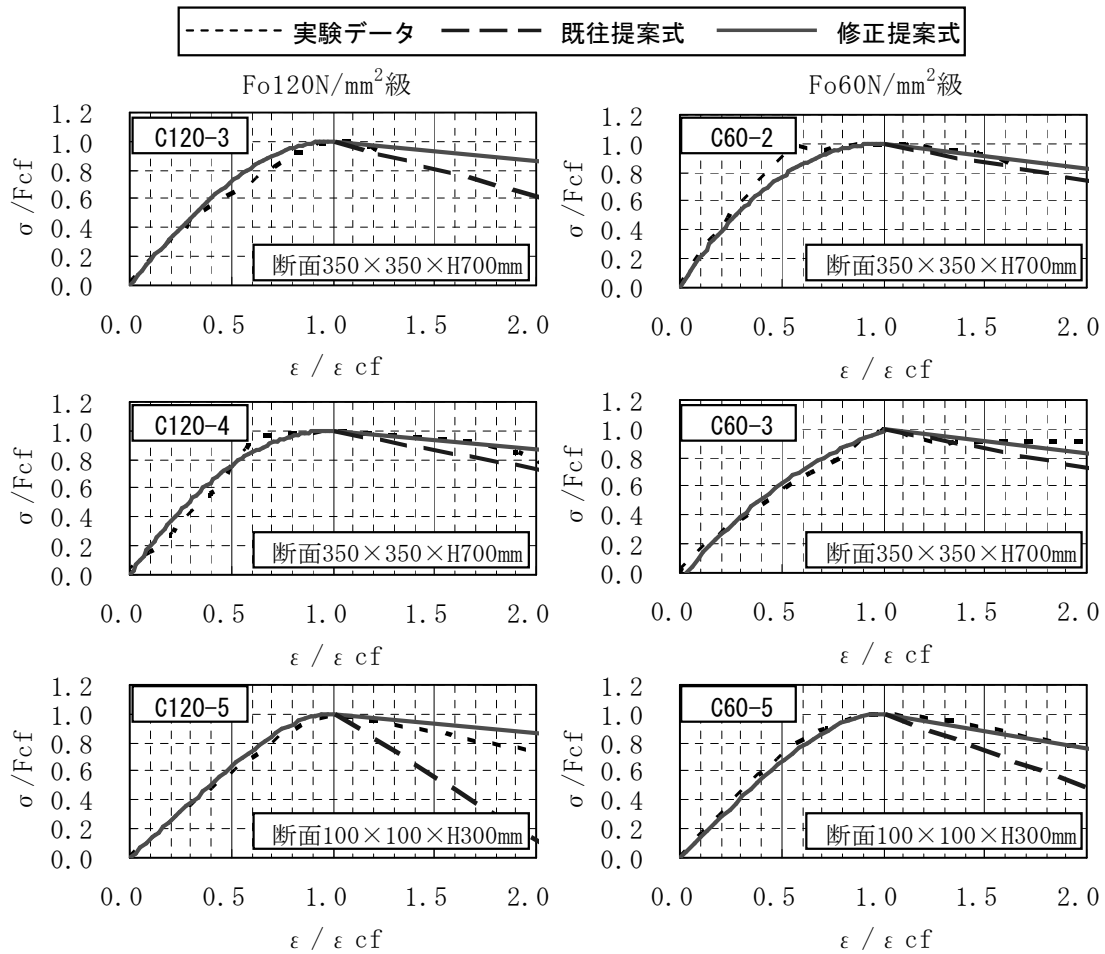


図 5.2 修正提案式の適合性について(単軸載荷)

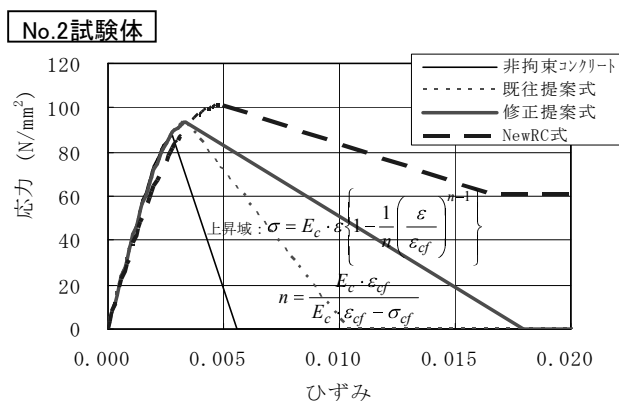


図 5.3 コンクリートの応力-ひずみ関係
(単調単軸圧縮載荷時)

図 5.3 に、式 (5-2) により修正した、後述する試験体 No. 2 の曲げ解析 case1 に用いるコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係を例として示す。コンクリートの応力-ひずみ関係における、圧縮強度時までの上昇域は同図中に示す n 次関数とした曲線^{5.10)}、圧縮強度以降の応力下降勾配については直線で評価し、設計上、比較的簡便なモデルを採用することとした。図 5.3 には New RC 式^{5.11)}で評価したコンクリートの応力-ひずみ曲線も同時に示している。最大圧縮強度については、提案式は New RC 式に比べて低めの評価となっているが、応力下降勾配は New RC 式とほぼ同じになる。

5-3 実験概要

5.3.1 試験体

対象とする L 型連層耐震壁は、図 5.4 に示すような平面中央に耐震壁を 4 つ配

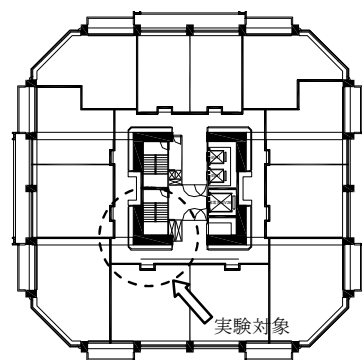
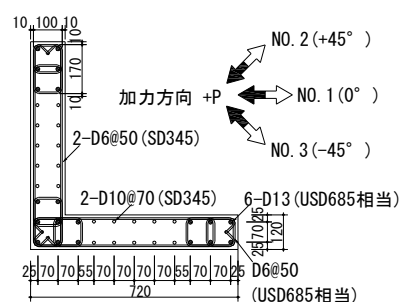
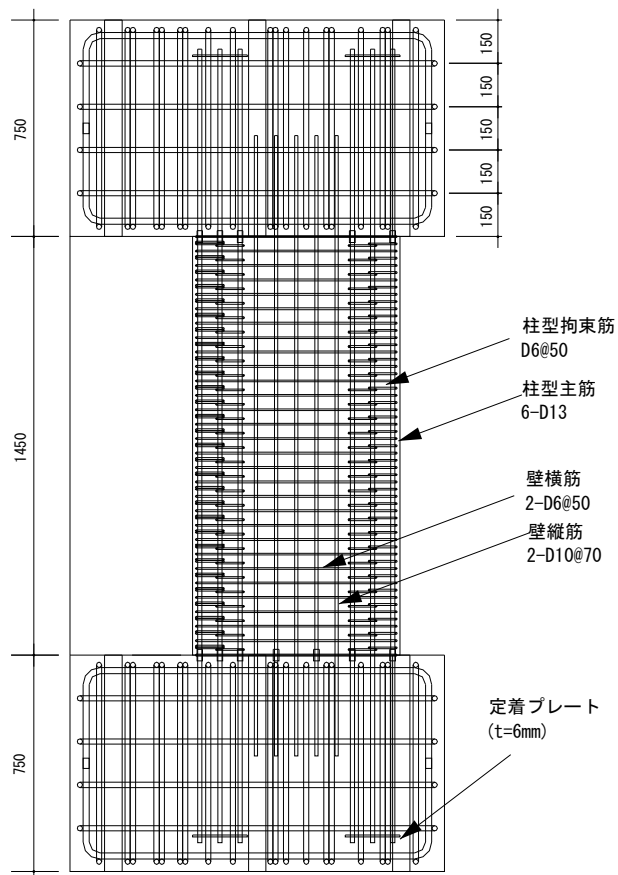


図 5.4 試設計建物(平面図)



(a) 断面図



(b) 立面図

図 5.5 試験体図

置した 28 層建物の

試設計を行うこと

で、断面および配筋

を決定した。試設計

の内容については

文献 5.1)において

報告している。試験

体を図 5.5 に示す。

試験体は約 1/8 縮

尺モデルとし、壁厚

tw=120mm, 壁長さ Lw=720mm, 壁内のり高さ hw=1450mm とした。試験体上下には加力用のスタブを設け、コンクリートの目標圧縮強度は、壁板部分で 80MPa, 上下スタブで 60 MPa とした。L 型断面の曲げ圧縮部拘束範囲（以下柱型）の長さは 190mm (=1.6tw)とし、主筋は 6-D13 (pg=3.34%) である。拘束筋として溶接閉鎖型矩形フープ D6 (pw=1.07%) を中央でラップさせる形式で 50mm 間隔で配置した。柱型に配置した主筋および拘束筋には、USD685 クラスの高強度鉄筋を使用した。壁板の主筋は、2-D10@70 (ps=1.69%, SD345)とし、横筋は両端 135° フックを設け、2-D6@50 (pw=1.07%, SD345) とした。試験体総数は 3 体とし、全試験体とも形状、寸法および配筋は同じである。実験の変動因子は水平力の作用方向とし、試験体 NO. 1, NO. 2, NO. 3 の加力方向は、それぞれ 0° 方向, 45° 方向および -45° 方向とした (図 5.5 (a) 参照)。

5.3.2 使用材料

使用した材料の力学特性を表 5.2 に示す。壁板部分に使用したコンクリートの水セメント比は 30%, 粗骨材の最大寸法は 10mm とした。

5.3.3 加力方法

加力装置を図 5.6 に示す。加力は、試験体を反力床および加力治具に緊結した後、2 本の軸力用アクチュエータで所定の軸力 N を載荷し、水平力 P は水平力用アクチュエータで載荷した。試験体上部はピン支持となっており、試験体反曲点高さ H は

表 5.2 使用コンクリートおよび鉄筋

試験体名	壁パネル			スタブ下	スタブ上
	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	割裂強度 (MPa)	圧縮強度 (MPa)	圧縮強度 (MPa)
NO. 1	84.4	36.7	5.54	60.0	58.8
NO. 2	87.1	36.6	5.67	58.0	56.1
NO. 3	95.8	40.1	6.30	62.7	57.1

1) 封緘養生した 100φ×200mm シリンダーによる結果

呼び名	使用部位	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング率 (GPa)	破断伸び (%)
D13	柱型主筋	716	892	192	10.0
D10	壁縦筋	377	540	191	18.9
D6	柱型拘束筋	693 ¹⁾	912	192	11.5
D6	壁横筋	411 ¹⁾	581	180	14.2

1) 0.2% オフセット耐力

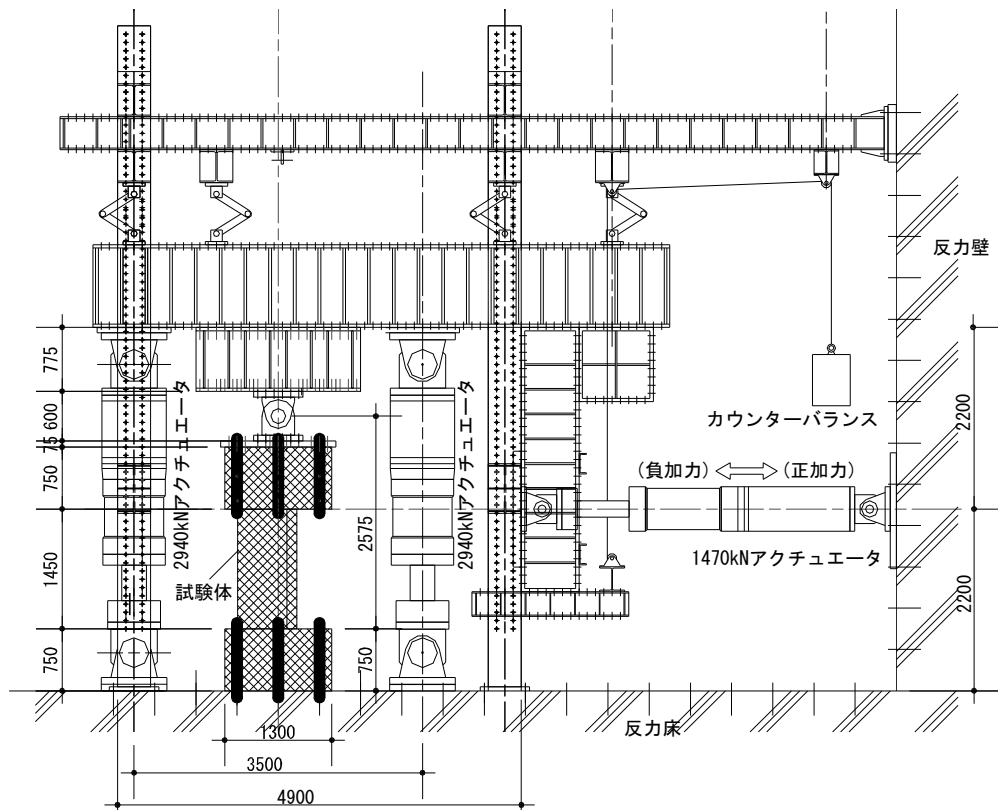


図 5.6 加力装置図

2575mm ($H/L_w=3.6$) である。

反曲点高さについては、試験設計で得られた L 型連層耐震壁の反曲点位置にほぼ相当する高さとして設定している。

軸力および水平力は、試験体の図心位置に作用させた。NO.1, NO.3 は図心とせん断中心がずれているため、試験体上部スタブに平行ク

ランクを設置し、直交方向辺の変形およびねじれ変形を拘束した。

軸力と水平力の関係を図 5.7 に示す。試験設計建物の解析結果を参考にし、最大および最小軸力比 η_N ($= N/(A_w \cdot \sigma_B)$), A_w : 壁の全断面積, σ_B : 材料試験結果によ

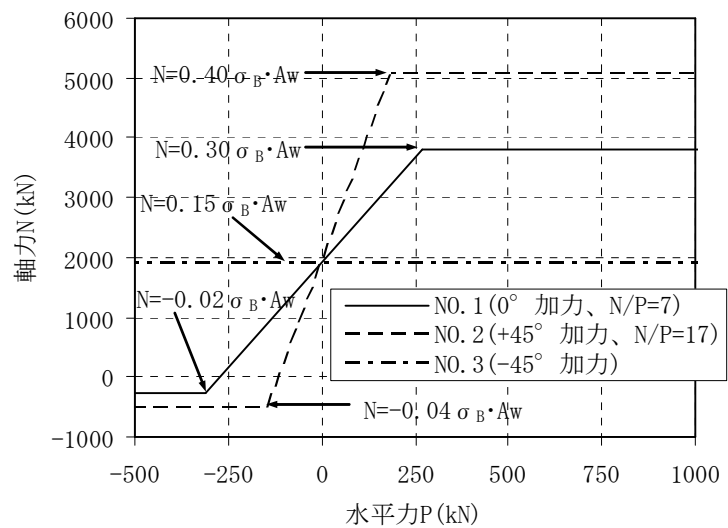


図 5.7 軸力と水平力の関係

るコンクリートの圧縮強度, 圧縮を正)は, NO.1 で 0.30, -0.02, NO.2 で 0.40, -0.04 とした。また, NO.3 では, 一定の圧縮軸力比 $\eta_N=0.15$ とした。

載荷は, 部材角 $R (= \delta / hw, \delta : \text{壁内のり高さでの水平変位})$ で制御し, $R = \pm 1/800$ を 1 サイクル, $R = \pm 1/400, \pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1.5/100, \pm 2/100$ を各 2 サイクル繰り返すことを原則とした。

5-4 実験結果

5.4.1 破壊性状

実験で得られた曲げモーメント-部材角関係を図 5.8 に示す。ここで, モーメントの実験結果には軸力による $P-\delta$ 効果が考慮されている。

NO.1 (0° 加力) は, $R=1/400, 1/200$ の載荷時に曲げひび割れ,

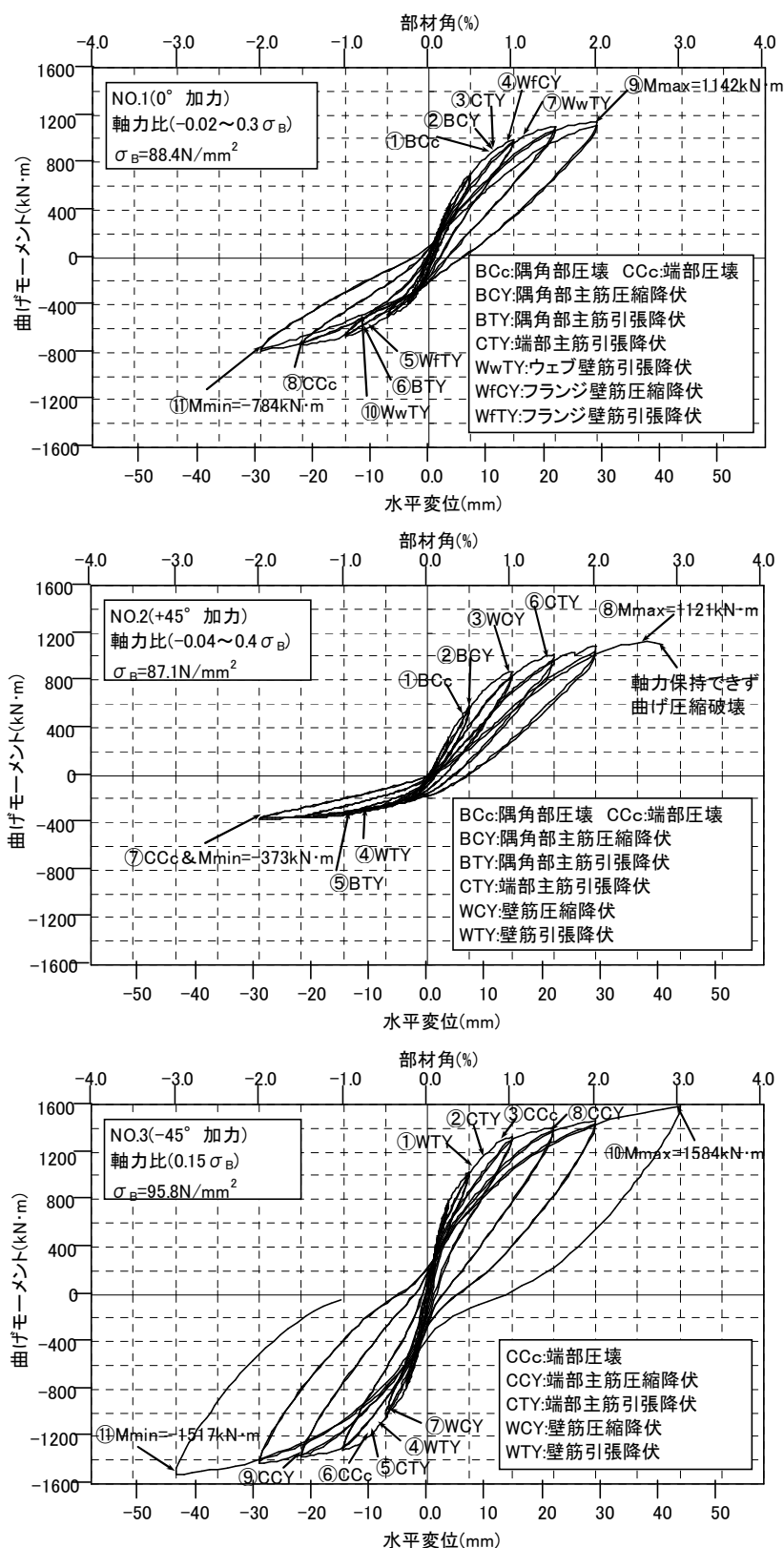


図 5.8 曲げモーメント-部材角関係

曲げせん断ひび割れが壁脚部から壁高さ中央部にわたり発生した。 $R=+1/100$ の載荷時に断面隅角部のコンクリートの圧壊が観察され、柱型部主筋が圧縮降伏した後、端部柱型主筋が引張降伏、フランジ部の壁主筋が圧縮降伏した。 $R=1.5/100$ の繰返し時には壁パネル断面隅角部の圧壊領域が拡大し、負載荷時にウェブ部の壁主筋が引張降伏したのち、壁端部のコンクリートが圧壊した。 $R=1/50$ の繰返し時に圧壊が顕著となったが、耐力低下の小さい曲げ型の破壊性状を示した。

NO.2 ($+45^\circ$ 加力) は、 $R=-1/800$ 、 $+1/200$ の載荷時に曲げひび割れが発生し、隅角部のコンクリートが圧壊した。 $R=+1/100$ の載荷時に隅角部の圧壊領域が拡大し、剥落が見られた。また、隅角部の柱型主筋および壁主筋が圧縮降伏した。曲げせん断ひび割れは、 $R=-1/100$ 、 $R=+1.5/100$ の載荷時に見られ、 $R=+1.5/100$ に端部の柱型主筋が引張降伏した。 $R=+1/50$ の繰返しにより壁脚部コンクリートの圧壊、剥落が顕著となった。 $R=-1/50$ の載荷時に壁端部の圧壊が観察されたが、NO.1 同様、耐力低下の小さい曲げ型の破壊性状を示した。 $R=+2.8/100$ 時において、コンクリートの圧壊、剥落領域が壁脚部断面隅角部から壁全域まで拡大し、曲げ圧縮破壊により軸力を保持できなくなった。

NO.3 (-45° 加力) は、 $R=1/800$ 、 $1/400$ 、 $1/200$ の載荷時に曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れ、およびせん断ひび割れが発生し、 $R=1/100$ の繰返し時に端部柱型部主筋および壁主筋が引張降伏し、壁端部圧縮領域のコンクリートの圧壊が観察された。 $R=1.5/100$ の繰返し時には圧壊領域が拡大し、端部柱型部主筋が圧縮降伏した。 $R=1/50$ 載荷時にせん断ひび割れが圧縮側壁パネルへ貫通した。 $R=3/100$ の繰返し時に圧壊領域がさらに拡大したが、NO.1、NO.2 同様、耐力低下の小さい曲げ型の破壊性状を示した。

5.4.2 壁脚部の主筋ひずみ分布

正載荷サイクルの各ピーク時における壁脚部の主筋ひずみ分布を図 5.9 に示す。ひずみは同図に示す柱部主筋および壁主筋に貼付したひずみゲージより求めた。同図には、各載荷ごとに、断面内の柱および壁主筋におけるひずみを線で結んでいる。

試験体 NO.1 では、部材角 $R=1/400$ における圧縮縁から中立軸までの距離は、圧縮軸力となる正側で $520\text{mm}(0.72L_w)$ となり、その後部材角の増大に伴い中立軸は圧縮側へ移動し、中立軸位置までの距離は $R=+1.5/100$ で $250\text{mm}(0.35L_w)$ となった。

試験体 NO.2 では、 $R=1/400$ で全断面圧縮となり、その後部材角の増大に伴い中立軸は、NO.1 同様に圧縮側へ移動し、中立軸位置までの距離は

$R=+2.0/100$ で $380\text{mm}(0.64L' : L' \text{ は壁の見付長さ})$ となった。最大圧縮ひずみは $R=1/50$ で 2%近い大きな値を示したが、安定した挙動を示した。

一定軸力を作用させた試験体 NO.3 では、中立軸位置はおおよそ断面中央位置に

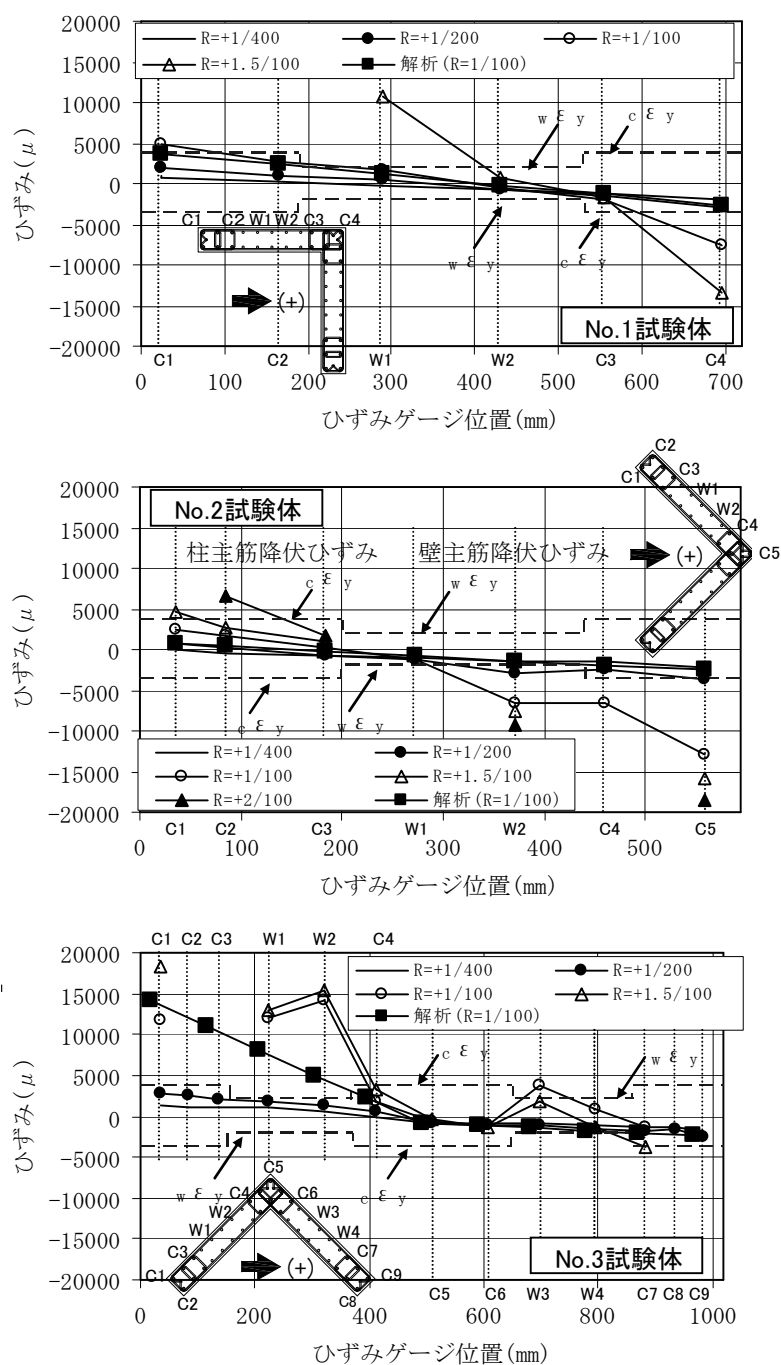


図 5.9 壁脚部の主筋ひずみ分布

あり、部材角の増大による変動は他の試験体と比べ小さい。また、普通強度鉄筋を使用した壁筋に大きな引張ひずみが生じている。これは、高強度鉄筋を使用した柱型主筋より壁主筋が早期に引張降伏し、負荷荷における引張降伏後の大きな引張ひずみが正載荷時においても残留したためと考えられる。

各試験体とも、 $R=1/200$ 程度まではおおよそ平面保持を仮定できるひずみ分布を示している。 $R=1/200$ 以降の部材角では、特に N0.1 の圧縮域、N0.3 の引張域におけるひずみ勾配が大きくなっている。水平力は、試験体の図心位置に作用させているため、試験体上部スタブに平行クランクを設置し、ねじれ変形を拘束してはいるが、N0.1、N0.3 では加力の直交方向への変形が生じた影響もあり、平面保持とは異なるひずみ分布を示したものと考えられる。また No.3 試験体に示す解析結果 ($R=1/100$) においても、変形が大きくなるに伴い、中立軸が圧縮側に移動しながら回転し、その軸に対して、曲げ変形した結果が示されている。

5.4.3 拘束筋およびコンクリートのひずみ分布

L 型形状をした試験体のため、3 体のうち、 45° 方向加力の試験体 N0.2 の隅角部が最も厳しい応力状態となる。ここでは試験体 N0.2 に着目し、隅角部に位置する拘束筋の高さ方向のひずみ分布を図 5.10 に、また、コンクリートの材軸方向の平均ひずみ分布を、試験体に埋め込んだボルト間の距離を変位計で測定し求めたもの

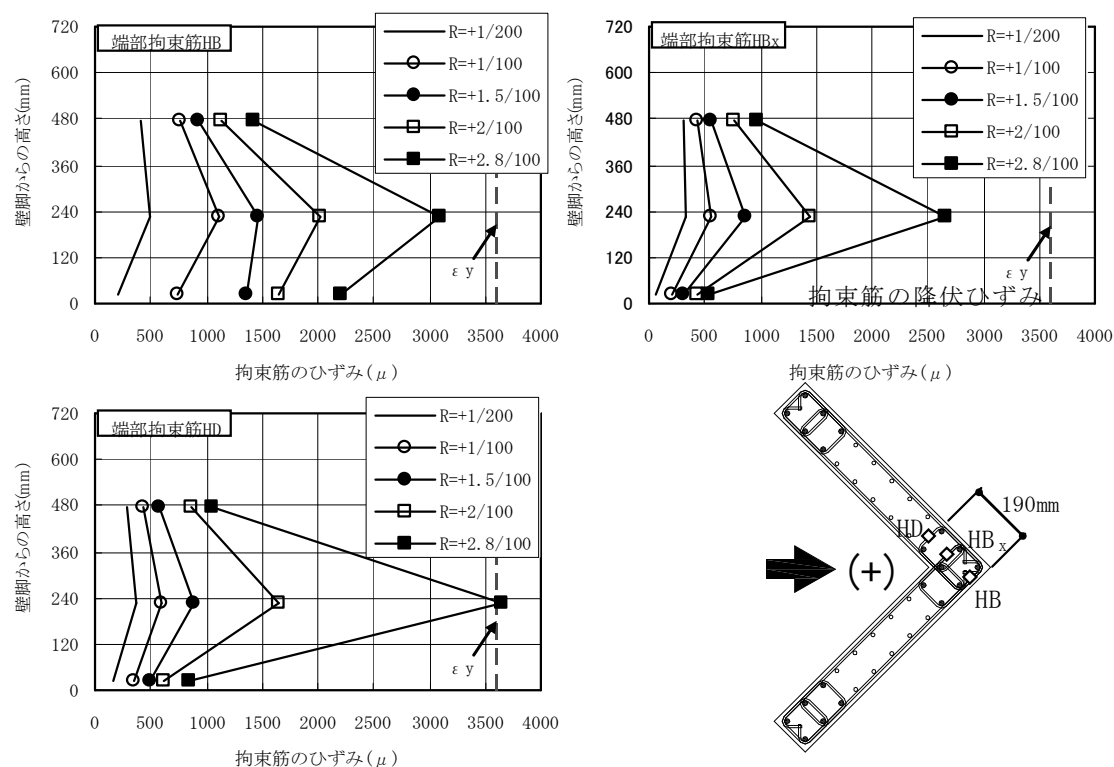


図 5.10 拘束筋の高さ方向のひずみ分布 (No. 2)

を図 5.11 に、それぞれ示す。

図 5.10 において、 $R=1/100$ までの隅角部圧縮最外縁から一番内側に位置する拘束筋 HD のひずみは、曲げ圧縮の最も大きい位置に配置された拘束筋 HB のひずみより小さいが、 $R=1/50$ 以降、HD のひずみが急激に増大し、HB とほぼ同程度のひず

みを示しており、拘束筋として有効に働いている。また壁脚近傍における拘束筋のひずみが若干小さいが、スタブによる強拘束領域が存在するものと推測される。

図 5.11 において、試験体の部材角が大になるほど、壁脚部のひずみの増大が顕著となっている。本実験データだけで等価塑性ヒンジ長さを評価することは難しいが、津田ら^{5.13)}は、連層耐震壁における等価塑性ヒンジ長さについて、柱の塑性ヒンジ領域に関する既往研究結果^{5.14)}を参考に既往耐震実験結果と計算結果の終局限界変形の対応を検討して、式(5-3)を提案している。

$$h_p = 0.15(M/Q\ell) \cdot \ell \quad (5-3)$$

上式中、 h_p は等価塑性ヒンジ長さ、 $(M/Q\ell)$ はシアスパン比、 ℓ は両側柱芯々間距離である。式(5-3)によると、試験体 NO. 2 の等価塑性ヒンジ長さ h_p は 386mm となり、実験結果と比較的整合している。また、式(5-1)により算出される破壊領域長さ L_p は 110mm 程度であり、等価塑性ヒンジ長さ h_p とは相関が得られていない。これは、破壊領域長さ L_p は軸圧縮载荷に基づく量であるため、曲げ圧縮が作用するコンクリート部分では異なった破壊領域長さになるものと推測される。

本試験体は、荷重条件などにより実験計画上、試験体寸法が比較的小さくなっている。また、配筋の施工性も考慮したこともあり、 $F_c 90\text{N/mm}^2$ 程度の高強度コンクリートを使用しているにもかかわらず、壁端部および隅角部における柱型部横補強筋量は、既往の研究結果^{5.1), 5.2)}から見ても比較的小さいものとなっている。しかし、いずれの試験体においても耐力低下の小さい曲げ型の破壊性状を示した。

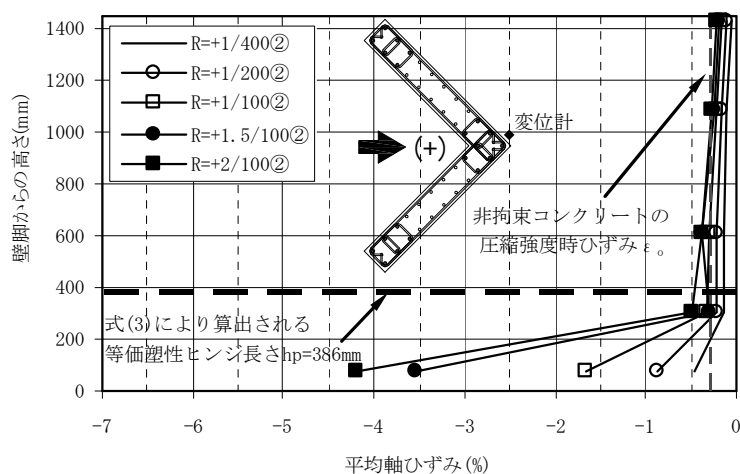


図 5.11 コンクリートの材軸方向の平均ひずみ分布 (No. 2)

5-5 曲げ耐力と変形性能について

図 5.5 に、解析を行う試験体断面図を示している。L 型断面をした試験体のため、3 体のうち 45° 方向加力の試験体 N0.2 の隅角部が最も厳しい応力状態となる。ここでは試験体 N0.2 に着目し、検討を行うこととする。

本節では、5.2 節で提案した、単軸載荷に基づくコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係を用いた曲げ解析（以下、case1 とする）を行うもので、せん断変形成分についてはここでは考慮しない。実験では曲げ

変形成分 δ_{exp} のみを分離するために、試験体に埋め込んだボルト間の距離の変化を、図 5.12 に示す位置に設けた変位計で測定した。軸変形のデータから各セグメントの曲げ変形による部材角を求め、これに基づき試験体頂部の水平変位 δ_{exp} を式 (5-4) により算

出した。この変位にはスタブからの壁脚部主筋の拔出し変形も含まれている。

$$\delta_{\text{exp}} = \sum ((\delta_{Li} - \delta_{Ri}) / L_i \cdot h_i) \quad (i=1,5) \quad (5-4)$$

解析には、市販の SNAP Ver5.0 ((株)建築ピボット) を使用した。図 5.13 に示す

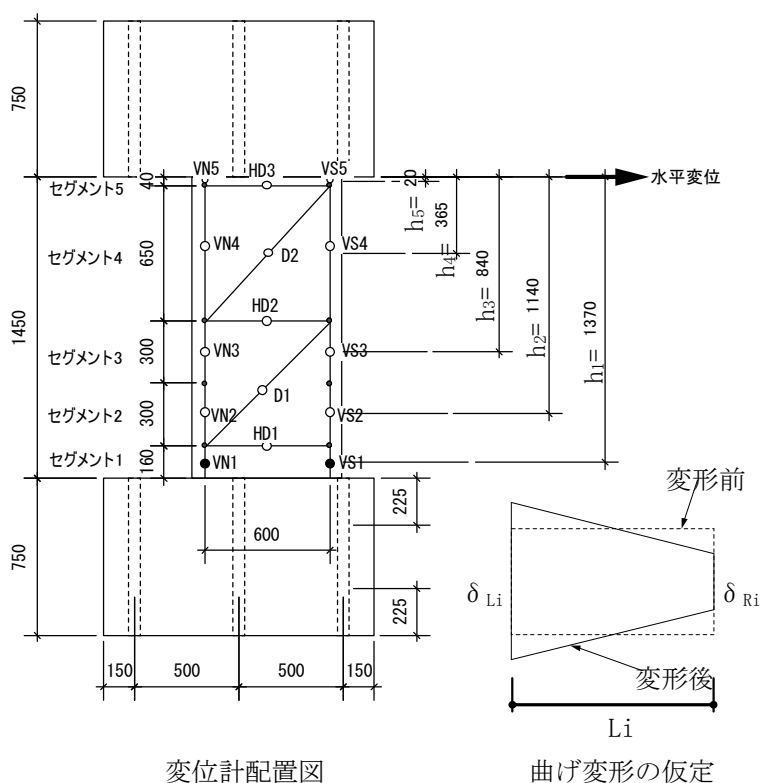


図 5.12 軸ひずみ計測位置

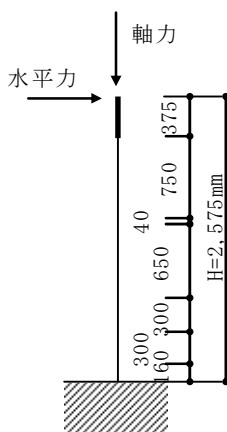


図 5.13 解析モデル

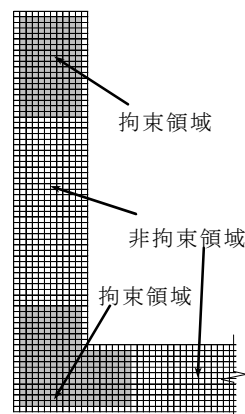


図 5.14 ファイバーモデル

ように、解析モデルは脚部を固定とした片持ち柱の線材としているが、平面的にはL型をしているので、断面の図心位置を線材の節点位置に合わせている。高さ方向については、試験体の軸方向変形の

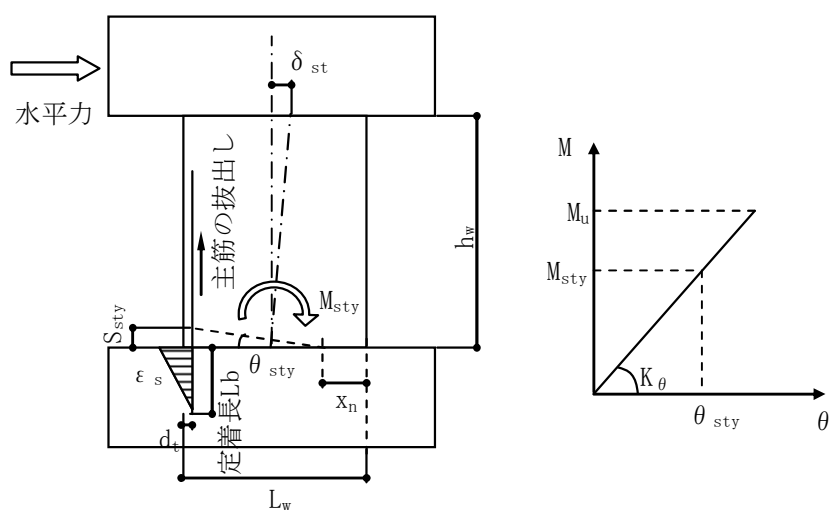


図 5.15 主筋の拔出しによる頂部の付加変形量概要

測定位置にあわせ、解析モデルも5分割した。また、試験体上部のピン治具部分は剛域とし、スタブ部分は弾性とした。図 5.14 に示すように L 型形状の水平断面は小要素に分割して、平面保持を仮定したファイバーモデルとした。コンクリートの応力-ひずみ関係については、横補強筋で拘束された範囲および非拘束部分ともに、図 5.3 に示すモデルを用いた。図 5.3 における非拘束コンクリートの圧縮強度は、本来、表 5.1 に示すプレーンコンクリートの圧縮強度 F_o 、すなわち部材の実強度である。しかし、ここでは試験体の壁厚が 120mm であるので、寸法効果の影響は無視し、シリンダー強度を採用することとした。鉄筋の応力-ひずみ関係は完全弾塑性とする。解析モデル頂部に軸力および水平力 P を作用させ、静的漸増載荷解析を行った。

解析による全体曲げ変形 δ_{cal} の算出は、式(5-5)による。

$$\delta_{cal} = \delta_b + \delta_{st} \quad (5-5)$$

δ_b は曲げ変形である。通常曲げ変形を算出する際には、塑性ヒンジ領域を仮定することが一般的であるが、ここでは曲げモーメント分布と解析によって得られた各セグメントの下端位置での $M-\phi$ 関係から高さ方向の曲率分布を設定し、式(5-6)を用いて算出した。

$$\delta_b = \sum (R_i \cdot h_i) \quad , R_i = \int_{x_i}^{x_{i+1}} \phi_i(x) \cdot dx \quad (i=1,5) \quad (5-6)$$

ここで、 $\phi_i(x)$ は各セグメントにおける曲率分布、 x_i は各分割位置の脚部からの高さ、 h_i は図 5.12 に示す距離である。 δ_{st} は壁脚部主筋のスタブからの拔出し変形により、

脚部が中立軸位置を中心に回転することによる頂部の付加変形量である。中立軸位置は曲げ解析によって求められた値を採用した。鉄筋降伏時における主筋の拔出し変形量 S_{sty} は、稲田ら^{5, 12)}が提案した式(5-7)に基づき、図 5. 15 に示すように主筋の拔出し変形量 S_{sty} を鉄筋のひずみ分布形状を三角形分布と仮定して求めた。

$$S_{sty} = L_b \cdot \varepsilon_s / 2 \quad (5-7)$$

ここで、 L_b は定着長さで $40 d_b$ とした。 ε_s は鉄筋の降伏ひずみ、 d_b は鉄筋の公称直径である。これより、 δ_{st} は図 5. 15 に示す関係および、式(5-8)、式(5-9)により算出される。

$$\theta_{sty} = S_{sty} / (L_w - d_t - x_n) \quad (5-8)$$

$$\delta_{st} = (M / M_{sty}) \theta_{sty} \cdot h_w \quad (5-9)$$

ここで、 L_w は壁投影長さ、 d_t は引張縁から最外縁引張主筋位置までの距離、 x_n は中立軸高さ、 θ_{sty} は主筋降伏時における拔出し回転角、 M_{sty} は主筋降伏時の曲げモーメント、 h_w は壁の高さである。

図 5. 3 に示す単軸載荷に基づくコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて曲げ解析(case1)を行った結果と実験との比較を図 5. 16 に示す。解析結果 case1 は、実

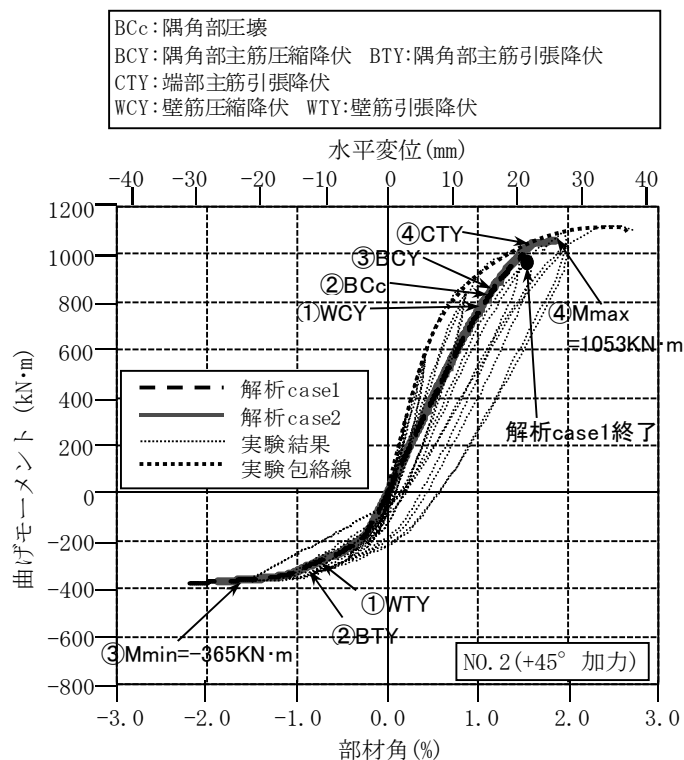
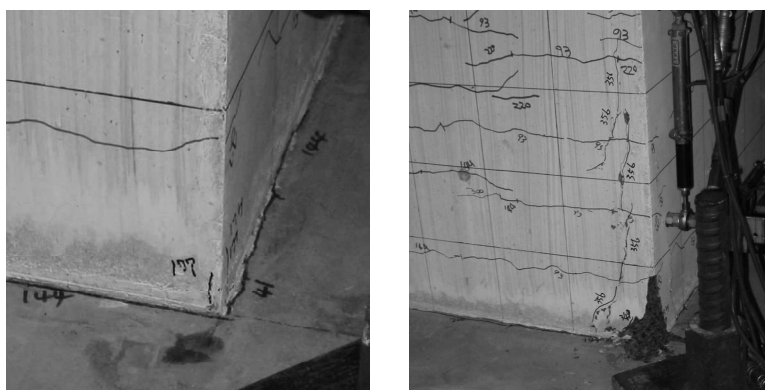


図 5. 16 曲げ解析結果

験で得られた曲げモーメントー部材角（M-R）関係に対して，軸力比が大きい No. 2 の正加力において，最大曲げ耐力時の変形が $R=1.50\%$ であった。最大曲げ耐力以降は，急激に耐力が低下し解析が終了し，曲げ耐力および変形ともに，実験結果よりも小さい結果となった。本解析では，壁脚部におけるかぶりおよび非拘束とした壁板部コンクリートの最大耐力以降における急激な軟化のために，大きな力の不釣合いが生じたためと考えられる。しかし，図 5.11 に示すコンクリートの材軸方向の平均ひずみ分布では， $R=+1/200$ で壁脚部においてひずみが 0.9% となるが，実験ではこの時点においてかぶり部分は健全である（写真 5.1）。これは図 5.3 で仮定する非拘束コンクリートの応力ーひずみ関係とは明らかに矛盾している。

曲げ圧縮部におけるコンクリートの応力ーひずみ関係については，せん断応力，曲げひずみ勾配，および曲げモーメント勾配などの影響を受け，単軸載荷から得られる応力ーひずみ関係とは異なることが指摘されている^{5.15)～5.19)}。ただ本実験のような耐震壁部材においては中立軸深さがそれほど浅くはならず，曲げひずみ勾配の影響はほとんど無いものと考えられる。ここでは，曲げモーメント勾配による端面拘束により，曲げ圧縮部における破壊領域の寸法・形状がコンクリートの



R=+1/200 時
写真 5.1 曲げ圧縮部の性状 (試験体 No. 2)

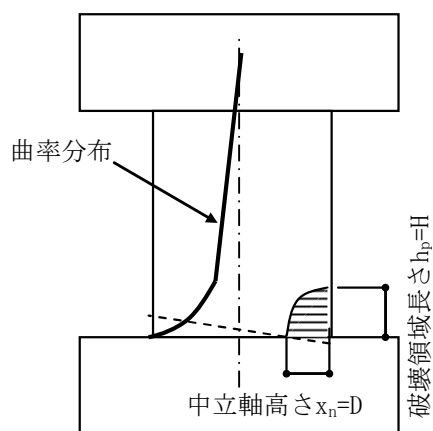


図 5.17 曲げ圧縮を受ける
コンクリートの概念図

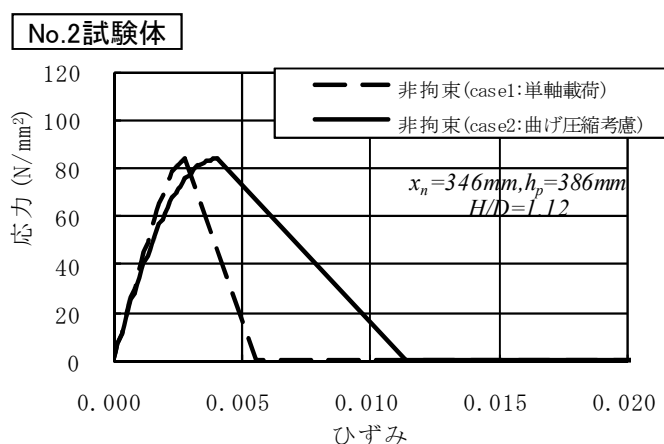


図 5.18 曲げ圧縮を考慮したコンクリートの
応力ーひずみ関係

応力-ひずみ関係に影響を及ぼしているものと考え、図 5.3 に示す非拘束コンクリートの応力-ひずみ関係モデルのみ修正を試みることにする。図 5.17 に曲げ圧縮を受けるコンクリートの破壊領域における形状寸法の概略図を示す。中立軸高さを幅 D 、破壊領域長さを高さ H として、曲げ圧縮部の形状寸法 H/D を仮定する。幅高さ比 H/D によるコンクリートの応力-ひずみ関係の影響については、菅田^{5.19)}が実験によりその推定式(5-10-1)～(5-10-3b)を提案しており、いずれも幅高さ比 H/D が小さいほど、コンクリートの強度・変形特性は上昇する傾向を示す。ここで、破壊領域長さは式(5-3)

により求めた等価塑性ヒンジ長さ h_p とし、中立軸高さ x_n は曲げ解析によって求めた値であるが、コンクリートの応力-ひずみ関係の多少の差異によって、さほど中立軸高さ x_n は変化せず、部材角 $R=1.5/100$ を超えてから、中立軸高さ x_n はほぼ一定の値を示すことを確認している。ここでは部材角 $R=1.5/100$ 時点の値 ($x_n=346\text{mm}$) を採用した。

$$F_{H/D}/F_{H/D=2} = (2/(H/D))^{0.4} \quad (5-10-1)$$

$$\varepsilon_{H/D}/\varepsilon_{H/D=2} = (2/(H/D))^{0.6} \quad (5-10-2)$$

$$E_{H/D}/E_{H/D=2} = 3^{(H/D-2)} \quad (H/D \leq 2) \quad (5-10-3a)$$

$$E_{H/D}/E_{H/D=2} = 1 \quad (H/D > 2) \quad (5-10-3b)$$

図 5.18 に示す曲げ圧縮部の影響を考慮した非拘束コンクリートの応力-ひずみ

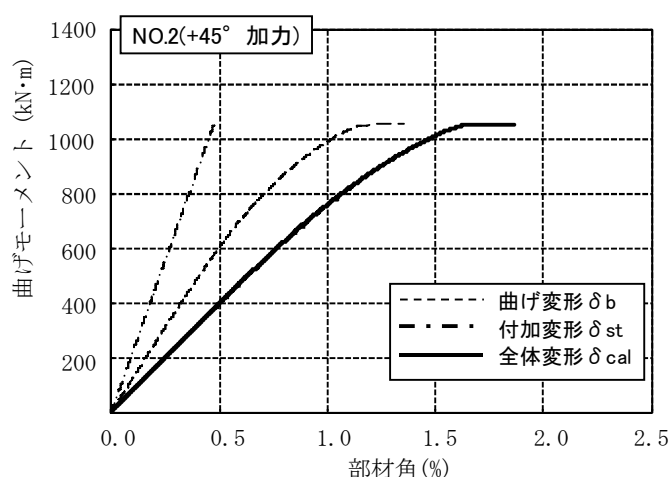


図 5.19 曲げ解析 case2 における各変形量

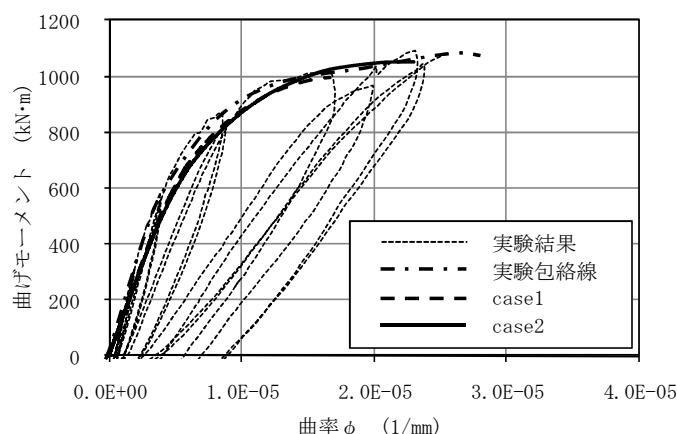


図 5.20 曲げモーメント-曲率関係

関係を用いた曲げ解析(以下, case2 とする)を行った結果と実験との比較を図 5. 16 に合わせて示す。case2 の解析結果による最大耐力発現時部材角は, No. 2 の正加力においては実験結果より小さくなるものの, 概ね精度の良い結果が得られた。また図 5. 16 において、解析結果の剛性が、実験結果よりも小さく評価されている。これについては、図 5. 8 と図 5. 16 に示すように主筋の降伏が生じる部材の変形はほぼ同一であることと、後述する図 5. 20 の壁脚部における曲げモーメントー曲率($M-\phi$)関係では実験結果と良く整合していることを考慮すれば、解析については問題無いものと考えられる。

また図 5. 19 に解析 case2 における曲げ変形 δb と付加変形量 δst とを分離した結果を示す。付加変形量 δst は、全体変形の 30%弱程度を占めている。

図 5. 20 に、曲げ解析 case2 で用いたコンクリートの応力ーひずみ関係と case1 の違いが解析結果にどの程度影響を及ぼしているかを把握するために、壁脚部における曲げモーメントー曲率($M-\phi$)関係を用いて比較することとした。ここで、実験結果における曲率 ϕ は、図-5 に示す位置に設けた変位計のデータから算出した。解析 case2 においては、既往式に比べ、概ね実験結果を終局時まで評価出来ている。

また、図 5. 18 で提示したコンクリートの応力ーひずみ関係の適合性について、ストレスブロック係数 k_1k_3 値を用いて、No. 2 試験体について検証を試みる。すなわち、実験および解析のそれぞれにおいて、各ステップにおける軸力、鉄筋のひずみが既知であり、中立軸高さ x_n も同様に知ることが出来る。以上のデータより、式(5-11)の関係から、等価なストレスブロック係数 k_1k_3 値を求めることとする(図 5. 21 参照)。

$$\begin{aligned} N &= C + T_{sc} - T_{st} \\ N &= b \cdot x_n \cdot k_1k_3 \cdot f_c + \sum(A_{sci} \cdot \sigma_{sci}) - \sum(A_{stj} \cdot \sigma_{stj}) \\ \therefore k_1k_3 &= \{N - \sum(A_{sci} \cdot \sigma_{sci}) + \sum(A_{stj} \cdot \sigma_{stj})\} / (b \cdot x_n \cdot f_c) \end{aligned} \quad (5-11)$$

ここで、 N は軸力、 C はコンクリートの圧縮合力、 b は断面幅、 x_n は中立軸高さ、 f_c はコンクリートの圧縮強度、 k_1k_3 はストレスブロック係数、 T_{sc} は圧縮鉄筋の合力、 T_{st} は引張鉄筋の合力、 A_{sci} および A_{stj} は圧縮および引張鉄筋の断面積、 σ_{sci} および σ_{stj} は圧縮および引張鉄筋の材料強度である。図 5. 22 にストレスブロック係数 $k_1k_3 \cdot (b \cdot f_c)$ 一部材角 R 関係を示す。縦軸において $k_1k_3 \cdot (b \cdot f_c)$ 値としているが、断面幅 b においては、圧縮部が L 型断面の隅角部で V 形状となっているため、断面幅 b の評価については

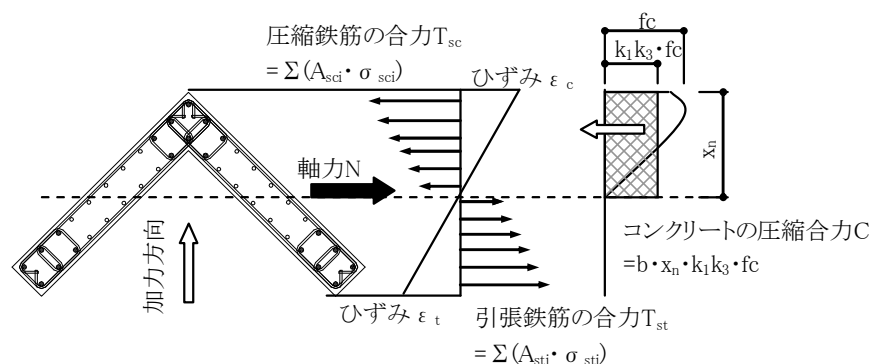


図 5.21 ストレスブロック係数 k_1k_3 値の算定

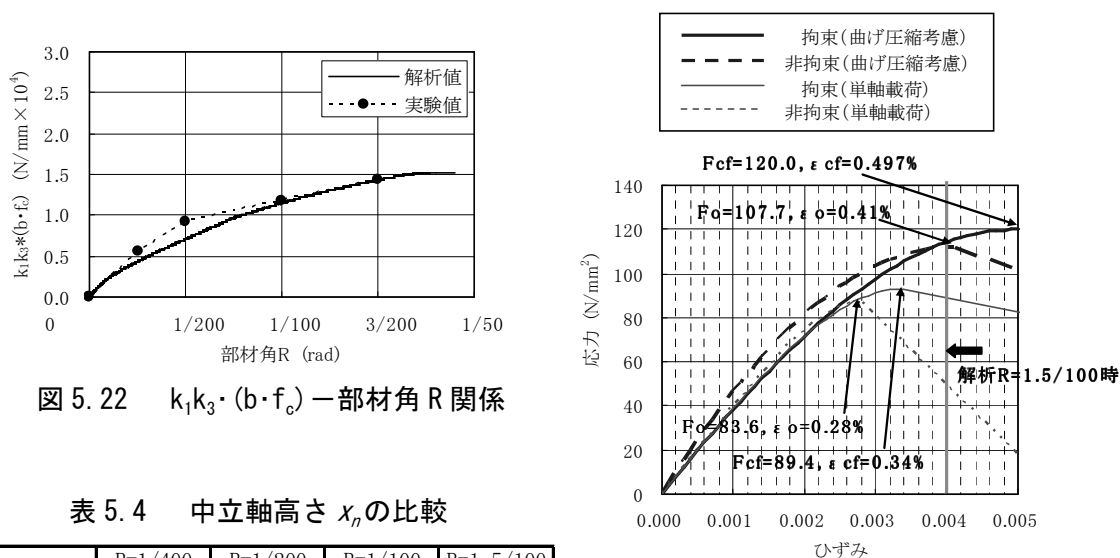


図 5.22 $k_1k_3 \cdot (b \cdot f_c)$ - 部材角 R 関係

表 5.4 中立軸高さ x_n の比較

	$R=1/400$	$R=1/200$	$R=1/100$	$R=1.5/100$
x_n (実験)	596 mm	496 mm	430 mm	370 mm
x_n (解析)	651 mm	552 mm	434 mm	369 mm

図 5.23 コンクリートの応力-ひずみモデルの検証

判断しづらい。ただ、ストレスブロック係数 k_1k_3 値の大きさを比較する上では、実験および解析ともに、断面幅 b およびコンクリートの圧縮強度 f_c は同じであるため、全て既知のデータのみで求めることとし、縦軸を $k_1k_3 \cdot (b \cdot f_c)$ 値として取扱うこととした。実験値については、正加力における部材角 $R=1/400$, $1/200$, $1/100$, $1.5/100$ のそれぞれをプロットし、各点を直線で結んでいる。同図より、実験値と解析値は $R=1.5/100$ 時点まで、ほぼ同等の評価となっている。表 5.4 に実験値と解析値との中立軸高さ x_n の比較を示す。中立軸高さ x_n についても、実験値と解析値は比較的精度良く評価できている。また、提案したコンクリートの応力-ひずみ関係についての妥当性の検証として、図 5.23 に解析 case2 における $R=1.5/100$ 時点の圧縮縁ひずみレベル ($\epsilon_c=0.004$) を入れたものを示す。単軸載荷を基にしたコンクリートの応力-ひずみ関係では、ひずみが 0.003 程度を超えてから、とくに非拘束コンクリー

ト部分の耐力低下が大きい。ゆえに、圧縮軸力を負担するためには、圧縮側および引張側の鉄筋量がほぼ同等であり、鉄筋が負担する軸力が相殺されているものと考ええると、中立軸高さ x_n は大きくなっていくと推測される。以上より、単軸載荷を基にしたコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて曲げ解析を行った場合、実験結果との整合性が得られないと考えられる。前述したように、曲げ圧縮を考慮したコンクリートの応力-ひずみ関係を用いた解析結果によって、中立軸高さ x_n は実験値を精度良く評価できており、提案したコンクリートの応力-ひずみ関係については、妥当であるものとする。ただし、解析で確認できたコンクリートのひずみレベルは0.4%程度であり、圧縮強度以降の応力下降勾配域まで達していないため、応力下降勾配特性の妥当性まで確認できてはいない。この点については、今後の研究課題である。

5-6 まとめ

単軸圧縮載荷に基づくコンファインドコンクリートの圧縮強度・変形特性推定式において、圧縮破壊領域を考慮し、応力下降勾配特性に係数 η を用いる修正を行った。修正提案式は実験結果を良好な精度で推定可能であることが示された。

さらに修正提案式を用いて、L型連層耐震壁を対象とし、ファイバーモデルを用いて曲げ解析を行った結果、非拘束コンクリートに曲げモーメント勾配の影響を考慮すれば、実験結果と解析は良好な対応を示すことが確認できた。

連層耐震壁部材の曲げ靱性能を適切に評価するためには、シアスパン比、コンクリート強度、柱型部の主筋量、壁端部および隅角部におけるコンクリートへの拘束力、拘束範囲など様々な要因と、その他に主筋の座屈や終局限界点の定義、およびスタブからの拔出し変形量などとあわせて考えていく必要がある。本章で得た知見は試験体数も少なく、これらの点については、第6章で述べていくものとする。

参考文献

5. 1) 竹田史郎, 阪井由尚ほか: 中央コア壁を有する超高層 RC 造建物の開発 その 1
～その 3, 日本建築学会大会学術講演梗概集(C-2), pp. 387-392, 2005.
5. 2) 中塚侑, 阪井由尚, 中川裕史, 鈴木計夫: 高強度材料による円形コンファインド
コンクリートの強度変形特性, 日本建築学会構造系論文集, No. 483, pp. 129-138,
1996. 5.
5. 3) 中塚侑, 阪井由尚, 菅田昌宏, 齋藤駿三, 鈴木計夫: コンファインドコンク
リートにおける角形横補強筋の拘束機構, 日本建築学会構造系論文集, No. 492,
pp. 61-68, 1997. 2.
5. 4) 中塚侑, 阪井由尚, 中川裕史: コンファインドコンクリートの強度・変形特性
推定式, 日本建築学会構造系論文集, No. 505, pp. 93-99, 1998. 3.
5. 5) 孫玉平, 崎野健治: 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の靱性改善に関
する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 15, No. 2, pp. 719-
724, 1993.
5. 6) 秋山充良, 渡邊正俊, 安部論史, 崔松涛, 前田直己, 鈴木基行: 一軸圧縮を
受ける高強度 RC 柱の破壊性状および力学的特性に関する研究, 土木学会論文
集 E, Vol. 62, No. 3, pp. 477-496, 2006. 8.
5. 7) 平井圭, 中村光, 檜貝勇: コンクリートの圧縮破壊領域の推定に関する実験
的研究, コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 17, No. 2, pp. 339-344, 1995.
5. 8) 立松博, 中村光, 檜貝勇: 柱基部におけるコンクリートの圧縮破壊領域に関
する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 19, No. 2, pp. 897-
902, 1997.
5. 9) 熊谷仁志, 戸沢正美, 黒瀬行信: 超高強度鉄筋コンクリート立体耐震壁の曲
げ圧縮破壊に関する研究, コンクリート工学論文集 第 16 巻第 3 号,
No. 3, pp. 59-68, 2005. 9.
5. 10) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002
5. 11) 建設省総合技術開発プロジェクト: 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高
層化技術の開発, 平成 4 年度構造性能分科会報告書, pp. 3. 2. 79-3. 2. 88
5. 12) 稲田泰夫: 原子炉建屋立体耐震壁の復元力特性に関する研究, 日本建築学会
構造系論文報告集, No. 378, pp. 16-26, 1987. 8.

- 5.13) 津田和明，江戸宏彰：鉄筋コンクリート造連層耐震壁の復元力特性(スケルトンカーブの算定法) 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の性能評価手法に関する研究(その1)，日本建築学会構造系論文集, No. 569, pp. 97－104, 2003. 7.
- 5.14) 吉岡研三，岡田恒男，武田寿一：鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研究，日本建築学会論文報告集, No. 282, pp. 37－45, 1979. 8.
- 5.15) 中塚侑：コンクリートの応力度－ひずみ度特性とコンクリート曲げ部材の終局域特性に関する基礎的研究，大阪大学学位論文，1989.
- 5.16) 藤本良，河野進，西山峰広，渡邊史夫：多軸載荷を受ける RC 柱の履歴特性と損傷評価法に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 22, No. 3, pp. 355－360, 2000.
- 5.17) 滝口克己，堀田久人，溝渕知己，森田修平：RC 柱端部コンクリートの圧縮特性に関する基礎実験，日本建築学会構造系論文報告集, No. 442, pp. 123－131, 1992. 12.
- 5.18) 滝口克己，森田修平：偏心圧縮を受ける R/C 部材におけるコンクリートの圧縮挙動，日本建築学会構造系論文集, No. 464, pp. 109－118, 1994. 10.
- 5.19) 中川明德，中塚侑，阿波野昌幸，菅田昌宏：幅と高さ比が異なるプレーンおよびコンファインドコンクリートの強度・変形特性，日本建築学会大会学術講演梗概集(C-2)，pp. 15－16, 2002.

第 6 章 高層建築物に用いる連層耐震壁 の配筋ディテールの提案

第6章 高層建築物に用いる連層耐震壁の配筋ディテールの提案

6-1 はじめに

近年、超高層 RC 造集合住宅が多く建設されるようになってきたが、その中でも約 10 年ほど前からスケルトン・インフィル方式などを採用した設計自由度の高い空間を有する建物のニーズが高まってきている。このような建物を実現する架構形式の 1 つとして、建物のコア部分を利用し、連層耐震壁を設けた構造形式が考えられる。この連層耐震壁は、地震時における負担せん断力が大きく、また脚部には大きな曲げモーメントが作用する。そのため、せん断耐力のみではなく、曲げ靱性能も十分確保することが必要となる。そこで第 5 章では、曲げ圧縮部に適用する拘束コンクリートの応力-ひずみモデルを基に、L 型連層耐震壁の曲げ変形性能について論じた。

また設計を行う際には、本章で示すような構造形式における連層耐震壁の曲げ復元力特性の設定は重要である。しかしながら連層耐震壁には大きな変動軸力が作用するため、その設定には注意を要する。本章では、連層耐震壁の曲げ復元力特性の設定を比較的容易に把握する方法を提案し、設計上の試行錯誤を極力減らすことを目指す。また第 5 章での知見を基に、L 型連層耐震壁を組み込んだ立体架構モデルを用いて、ケーススタディを行う。具体的には、コンクリートの材料強度および断面内の横補強筋量および補強範囲などの違いが、連層耐震壁の曲げ変形性能にどのような影響を及ぼすかについて検証する。また大地震時に、連層耐震壁が曲げ靱性能を確保するために必要な、壁端部における柱型部の拘束量、拘束範囲、主筋量などの配筋ディテールに関するひとつの指標を示す。

復元力特性については、曲げモーメント-材端回転角($M-\theta$)関係、せん断力-せん断変形($Q-\delta_s$)関係、軸力-軸方向変形($N-\delta_N$)関係ともに弾性とする。これは外周部柱が本架構形式においては水平力の負担がごく小さいことと、解析時間の短縮を考慮して設定している。外周部の大梁および境界梁は、曲げモーメント-材端回転角($M-\theta$)関係については材端に剛塑性回転バネを設け、せん断力-せん断変形($Q-\delta_s$)関係については弾性とする。また本モデルでは、基礎を固定としているが、これは連層耐震壁の配筋ディテールをどう設定するかに着目しているため、ここではスウェーイ、ロッキング変形の考慮はしていない。

6.3.2 L型連層耐震壁モデル

L型連層耐震壁は、水平断面を小要素に分割したファイバーモデルとする。ファイバーモデルでは、次の仮定を行う。

- ①平面保持
- ②分割した各微小要素内における応力およびひずみは一定
- ③せん断変形は考慮しない
- ④鉄筋とコンクリートの付着は完全とする
- ⑤材料(コンクリート、鉄筋)の応力-ひずみ関係は既知とする

コンクリートの応力-ひずみ関係モデルを図 6.3 に示す。これは、第 5 章で提案した曲げ圧縮を考慮したコンクリートの応力-ひずみ関係モデルである。鉄筋の応力-ひずみ関係は完全弾塑性とする。

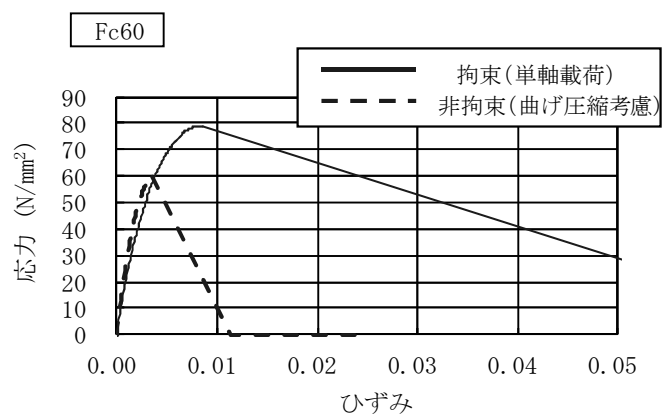


図 6.3 コンクリートの応力-ひずみ関係
($F_c=60\text{N/mm}^2$ の場合)

6-4 設計フローおよび設計クライテリア

設計フローおよび設計クライテリアを図 6.4 に示す。ただし、ここでは損傷限界レベルについての検討は省略し、終局限界レベルでの検討を示すものである。まず 6.3 節で示した立体架構モデルを用いて、予備時刻歴応答解析によって、連層耐震壁の応力を算定し、仮定断面を設定する。また一方で、連層耐震壁のシアースパン(反曲点高さ)を求めておく。解析を行う上で連層耐震壁の曲げに関する復元力特性の設定は重要であるが、

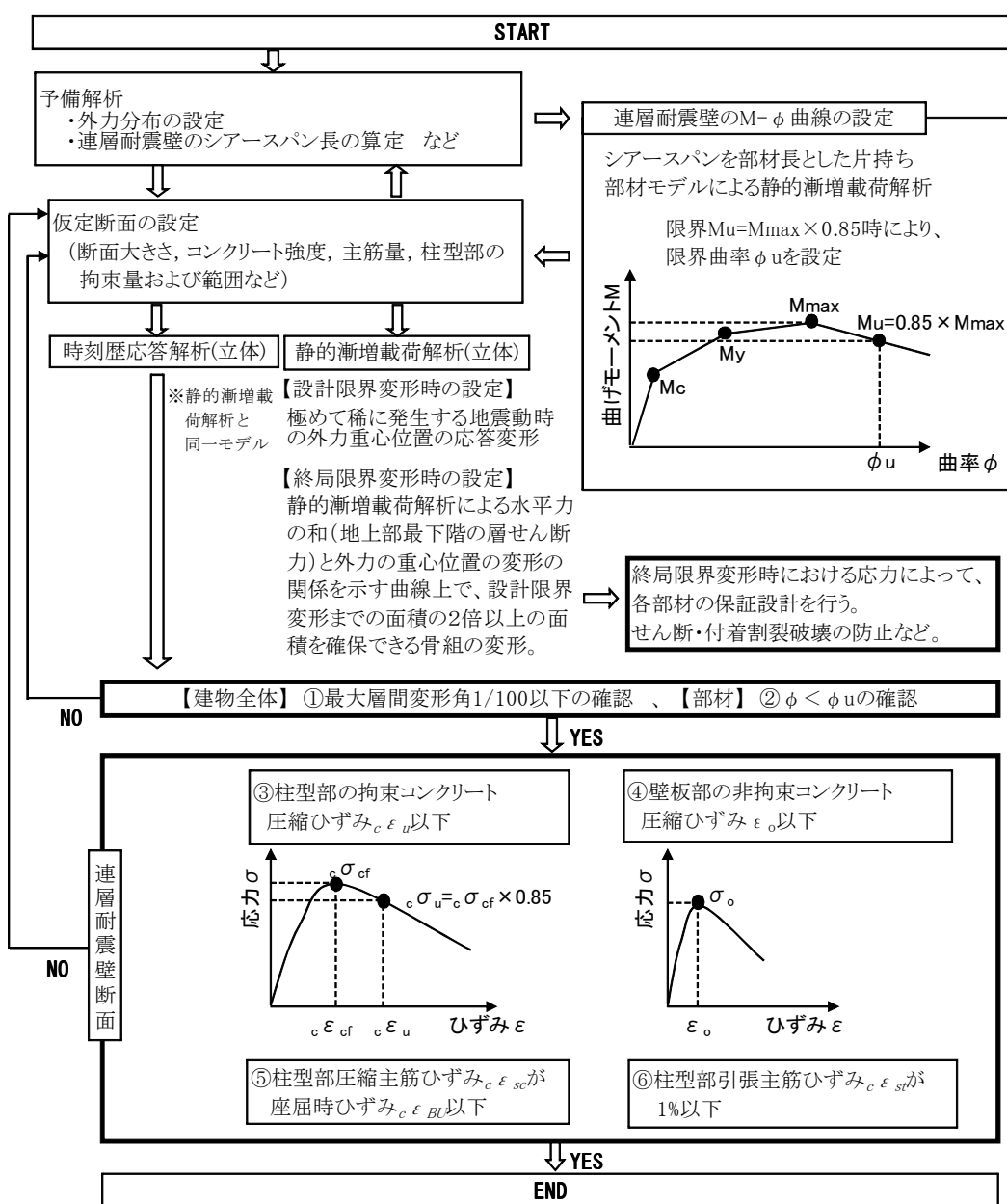


図 6.4 設計クライテリアおよび設計フロー

ここではなるべく簡便な手法として、以下に示す手法を用いることとした。すなわち、予備解析で求められた反曲点高さを部材長とした片持ち部材モデルを用いて、静的漸増載荷解析を行うことによって、連層耐震壁の曲げモーメント(M)－曲率(ϕ)関係を求める。ここで、解析プログラムは市販の SNAP Ver5.0 ((株)建築ピボット)を使用する。曲率(ϕ)については、連層耐震壁の最下層脚部における曲率(ϕ)である。このとき、連層耐震壁の変動軸力を考慮するため、片持ち部材の頂部に、立体架構モデルに対する静的漸増載荷解析から得られた各ステップごとの軸力 N および水平変位 δ の履歴を作用させる。ここで連層耐震壁の終局限界状態は、得られた M- ϕ 関係において、最大耐力 M_{max} の 0.85 倍に低下した時点とし、この時の曲率 ϕ を終局限界曲率 ϕ_u と定義する。

建物設計のクライテリアは、下記の通りである。

①建物の最大層間変形角が 1/100 以下

②連層耐震壁に生じる曲率 ϕ が終局限界曲率 ϕ_u 以下

また連層耐震壁断面において、

③横補強筋で拘束された柱型部のコンクリートのひずみ ϵ_c が、圧縮強度 σ_{cf} の 0.85 倍に低下する σ_u 時のひずみ ϵ_u 以下

④壁板部の非拘束コンクリート部分におけるひずみ ϵ_c が圧縮強度時ひずみ ϵ_o 以下

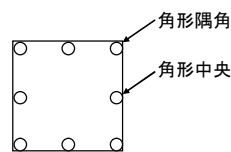
⑤圧縮側における柱型部主筋のひずみ ϵ_{sc} が座屈時ひずみ ϵ_{BU} 以下

⑥引張側における柱型部主筋のひずみ ϵ_{st} が 1%以下

座屈時ひずみ ϵ_{BU} の算定については、文献 6.1) より、下式による。

$${}_c\epsilon_{BU}(\%) = \epsilon_o + f_3(S \cdot L) \cdot (3.6 - 4.8 \frac{S}{D}) \cdot \left(\frac{110}{F_o} - 1 \right) \cdot \left(\frac{600}{\sigma_{sy}} + 0.5 \right) \cdot 10^{-2} \cdot (p_s \sigma_{sy})^2 \quad (6-1)$$

ここで、 $f_3(S \cdot L) = \begin{cases} \text{円形} & : 1.0 \\ \text{角形隅角} & : 0.9 \\ \text{角形中央} & : 0.18 \end{cases}$



F_o, ϵ_o : プレーンコンクリートの圧縮強度 (MPa) および圧縮強度時ひずみ (%)

S : 横補強筋のピッチ (mm), D : 部材の一辺長さ (mm)

$p_s \sigma_{sy}$: 平均拘束応力度 (MPa) , p_s : 横補強筋の面積比

σ_{sy} : 横補強筋の降伏強度 (MPa)

ただし、式(6-1)は、単調載荷試験結果に基づいている。繰返し荷重下における座屈時ひずみ ϵ_{BU} の算定については、現状十分な実験資料が無いため、ここでは式(6-1)を用いて、座屈時ひずみの目安とするとともに、柱主筋を横補強筋で拘束するなどして、柱主筋の座屈を防止していくことが、現実的な対応であると思われる。ここで、軸筋の座屈時の定義は、実験による試験体において、軸筋の座屈長さ測定値(l)を半波長とする sin 曲線で近似し、同曲線における軸筋の最大横変位位置を座屈開始位置、およびその位置における断面縁ひずみの戻り開始推定時点をも、軸筋の座屈時と判定している^{6.2)}。

柱型部主筋の引張ひずみ ϵ_{st} について、ここで 1%以下としているのは、連層耐震壁の繰返し荷重下における挙動が、実験によって十分に確認されていないため、SD490 や SD590 程度の高強度材料でもひずみ硬化を生じない程度とし、連層耐震壁の曲げ変形性能を安全側に保証するためである。

本研究における特徴は、連層耐震壁にファイバーモデルを使用することによって各微小要素におけるひずみレベルを把握できることである。とくに壁板部非拘束コンクリートのひずみレベルを把握することにより、横補強筋の拘束範囲を特定することができる。また圧縮側の柱型部主筋の座屈時ひずみを設定することで、柱型部主筋の座屈という点からの横拘束筋必要量を判断でき、より合理的な配筋ディテールを提案できる。

また立体架構モデルによって静的漸増載荷解析を行い、「終局限界変形時」を定め、その時点の応力によって、柱および梁部材などがせん断破壊を生じていないかどうかを確認する、いわゆる保証設計を行う。なお、「設計限界変形時」および「終局限界変形時」の定義は、図 6.4 中に示している。

6-5 解析ケース

解析ケースは表 6.1 に示す 2 ケースとする。解析の主な目的の一つは、壁端部における拘束範囲の違いが、連層耐震壁における曲げ変形性能および断面内のひずみレベルに及ぼす影響を把握することである。また、連層耐震壁は断面積が大きくなるため、コンクリート強度はさほど大きくする必要は無いが、case1 については、30 層程度としては大きめのコンクリート強度 $F_c=60\text{MPa}$ と設定し、case2 では、標準的なコンクリート強度 $F_c=48\text{MPa}$ とし、比較することとした。ここで、柱型部における横補強筋比 p_s は 0.88%，横補強筋降伏強度 σ_{sy} は 785MPa，横補強筋の拘束応力 $p_s\sigma_{sy}$ は 7MPa，柱主筋降伏強度は 490MPa，壁板部主筋降伏強度は 345MPa であり、いずれのケースにおいても同一としている。この設定は、一般的な建築物の配筋量と比較しても、大差無く、現実的にも無理の無い断面であると思われる。ここで壁厚 t は 900mm で、L 型の一辺の長さは 4450mm である。

加力方向は、平面形状が二軸対称であるため、建物の主軸方向の 0° および斜め方向の 45° 方向とする、ただし、case2 における加力方向は、L 型連層耐震壁の応力が一番厳しくなる 45° 方向のみとする。

表 6.1 解析ケース一覧

ケース名	層数	加力方向	F_c (MPa)	拘束範囲	柱型部 主筋本数 (端部)	柱型部 主筋本数 (隅角部)
case1	30	$0^\circ, 45^\circ$	60	壁厚 $t \times 2$ 倍	48-D41	72-D41
case2		45°	48	壁厚 $t \times 1$ 倍	24-D41	24-D41

また,時刻歴応答解析に用いる入力地震動はレベル 2(極めて稀に発生する地震動)とし,その諸元を表 6.2 に示す。ここでは,建設省告示第 1461 号に定義される加速度応答スペクトルに適合する模擬地震動波形を 3 波(乱数位相),観測地震動の最大速度を 50kine とした地震波を 3 波,計 6 波を使用した。また入力位置は基礎底とする。

表 6.2 入力地震動

入力地震動		加速度 (m/s^2)
模擬波	告示波 1 (乱数位相)	417
	告示波 2 (乱数位相)	464
	告示波 3 (乱数位相)	486
観測波	EL CENTRO NS	511
	TAFT EW	497
	HACHINOHE NS	330

告示波は,建設省告示第1461号に準拠して作成された解放工学的基盤波をもとに,表層地盤の増幅特性を考慮して作成した。

6-6 解析結果

6.6.1 連層耐震壁の M- ϕ 関係

6.4 節で述べたように、連層耐震壁の最下層脚部における曲げについての復元力特性を求めるにあたり、シアースパン(反曲点高さ)を部材長とした片持ち部材モデルを用いて、静的漸増載荷解析を行う。シアースパンは、図 6.5 に示すように、反曲点である 9 層分とした。

片持ち柱モデルによる静的漸増載荷解析では、片持ち柱モデルの頂部に軸力および水平変位を作用させることとし、立体架構モデルにおける静的漸増載荷解析で算出された各ステップにおける軸力および水平変位の履歴を用いる。ここで、入力として与えた軸方向応力度の概要を表 6.3 に示す。ここで、軸方向応力度は L 型形状の全断面積 ($A=7,200,000\text{mm}^2$) を用いて算出したもので、長期荷重時において、 $\sigma_L=0.12F_c$ である。静的漸増載荷解析の最終ステップにおいては、case2 の 45° 加力において、最大 $\sigma_E=0.62F_c$ である。

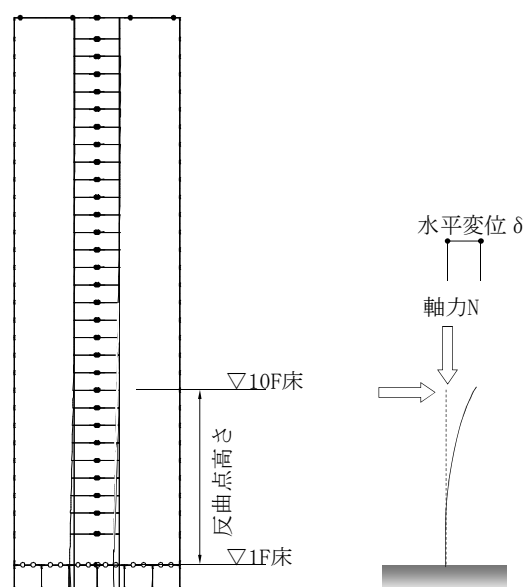


図 6.5 片持ち部材モデルの設定

表 6.3 履歴入力データ（軸応力）

ケース名	層数	Fc	長期軸応力度 σ_L	地震時軸応力度 σ_E				
				0° 加力		45° 加力		
				W1, W4	W2, W3	W1	W2, W4	W3
case1	30層	60	0.12Fc	-0.07~0.12Fc	0.12~0.30Fc	-0.25~0.12Fc	0.11~0.12Fc	0.12~0.50Fc
case2	48層	48	0.15Fc			-0.31~0.15Fc	0.13~0.15Fc	0.15~0.62Fc

ここで、

σ_L : 長期荷重時軸応力度 ($=N_L/A$) (N/mm^2)

N_L : 長期荷重時軸力 (N)

σ_E : 最終ステップ時軸応力度 ($=N_E/A$) (N/mm^2)

N_E : 最終ステップ時軸力 (N)

A: L 型連層耐震部材の全断面積 ($=7,200,000mm^2$)

Fc: コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)

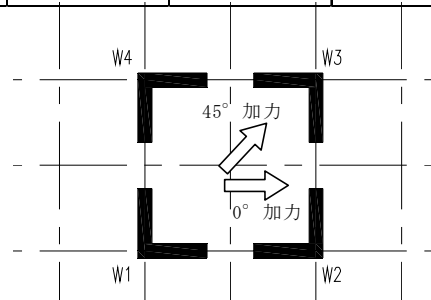
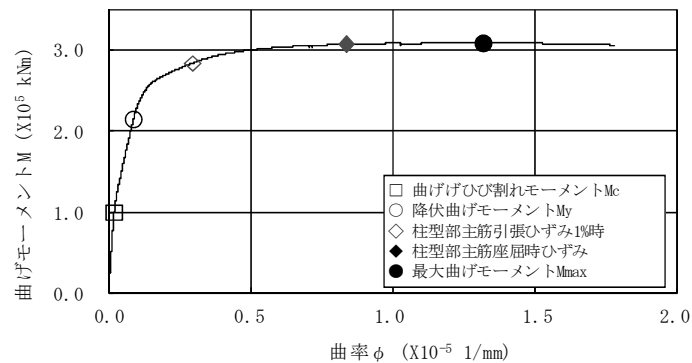


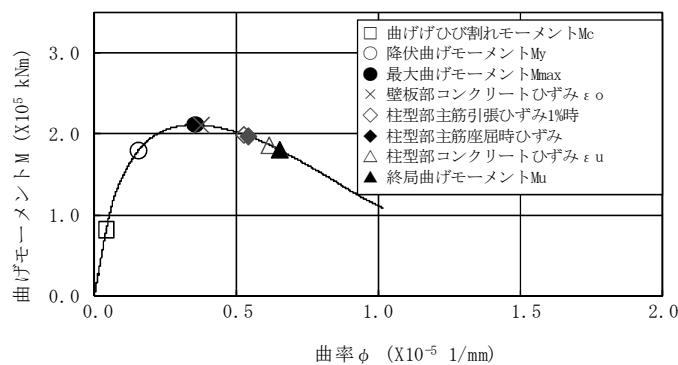
図 6.6(a)～(c)に、片持ち部材モデルから求められる連層耐震壁の最下層脚部における曲げモーメント(M)－曲率(ϕ)関係を示す。同図には、各加力方向において、軸応力度が大きく、曲げ変形性能の確保が必要とされる W3 部材を示した。また、図 6.4 に示す連層耐震壁断面内の各部における設計クライテリアの各限界点も、同図に示した。解析においては、主筋の座屈は、直接、中子筋によって主筋の座屈時ひずみ ϵ_{BU} を改善することが可能である^{6.2)}ので、圧縮を受ける主筋が座屈時ひずみ ϵ_{BU} に至っても、その主筋の耐力を低減させず解析を続行した。ここで座屈時ひずみ ϵ_{BU} の値は、case1 の隅角部主筋で 1.68%，中央部で 0.54%，case2 においては、隅角部主筋で 2.45%，中央部で 0.68%である。

図 6.6 から、0° 方向加力においては、圧縮側の W3 部材は最大耐力以降の耐力低下をほとんど見せず、曲げ変形性能が大きい。一方、45 度方向加力における W3 部材においては、最大耐力以降の耐力低下が大きい。これは、最大耐力 Mmax に達する直後で壁板の非拘束コンクリート部分が耐力低下を始めることにより、中立軸までの距離が大きくなり、応力中心間距離が小さくなることによるものである。

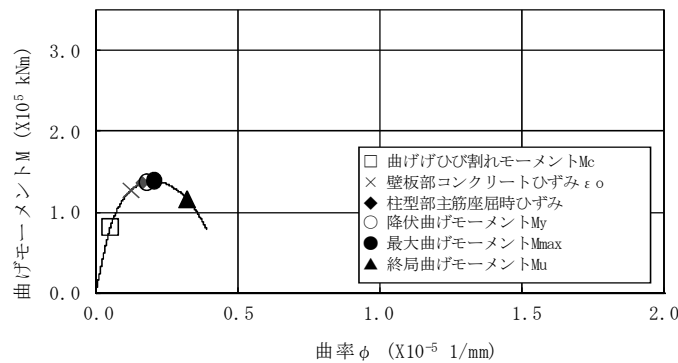
また、case2 は、case1 に比べ、壁端部を拘束する範囲、鉄筋およびコンクリートの材料強度、柱型部の主筋量を極端に減らした場合であるが、部材がひび割れ



(a) case1 (片持ち柱モデル) 0° 加力



(b) case1 (片持ち柱モデル) 45° 加力



(c) case2 (片持ち柱モデル) 45° 加力

図 6.6 連層耐震壁 (W3) の脚部における曲げモーメント (M) - 曲率 (ϕ) 関係

を生じ、剛性低下し始めてから、まず壁板部の非拘束コンクリート部が圧縮強度時ひずみ ϵ_o を超える。その後、圧縮側の主筋が座屈するのとはほぼ同時に、引張側主筋ひずみが降伏ひずみ ϵ_y を超え、部材の最大耐力 M_{max} に達した。特徴として、早期に壁板の非拘束コンクリート部分が耐力低下し始めるため、中立軸までの距離が大きくなり、したがって引張側の柱主筋ひずみはさほど大きくなり、鉄筋

の強度が活かされていない。ゆえに、コンクリートの拘束範囲を広げるなどして連層耐震壁の曲げ変形性能を改善する必要があると考えられる。case1 の 45 度方向加力では、部材の最大耐力 M_{max} に達したとほぼ同時に、壁板の非拘束コンクリート部分が圧縮強度時ひずみ ε_o を超える。

この後、引張主筋ひずみが 1%に達し、圧縮主筋の座屈時ひずみ ε_{BU} に達する。このような応力状態においては、曲げ変形性能が十分に確保出来ているとは言えないものの、case2 と比較して、拘束範囲を大きく設定したことによる効果が、最大強度以降下り勾配によって確認できる。すなわち、壁板の範囲を小さくしているため、非拘束コンクリート部分の耐力低下が生じるものの、拘束コンクリート部分で圧縮軸力を負担することが可能である。それ故、case2 より、中立軸までの距離が大きくなる度合いは小さく、曲率 (ϕ)が増加し、引張側の柱型部主筋のひずみ ε_{st} は、部材の最大耐力 M_{max} に達してから、1%を超えている。これは、case2 とは異なり、引張側の柱主筋の強度が活かされている結果となっている。

6.6.2 時刻歴応答解析結果

時刻歴応答解析は、基礎固定の立体架構解析モデルを用いて行う。使用したプログラムは、市販の SNAP Ver5.0（(株)建築ピボット）である。粘性減衰は瞬間剛性比例型とし、1次固有振動数に対して3%とした。建物の1次固有周期 T_1 は3.24秒である。加力方向については、平面形状が二軸対称なので、 0° および 45° 加力の2種類とする。

図 6.7～図 6.8 に時刻歴応答解析結果を示す。最大応答層間変形角は、case1 おいて、 0° 加力時で 1/101（告示波 1, 10F）、 45° 加力時で 1/104（告示波 3, 19F），case2 において、 45° 加力時で 1/100（告示波 2, 20F）であり、いずれも目標クライテリア 1/100 以下を満足する。

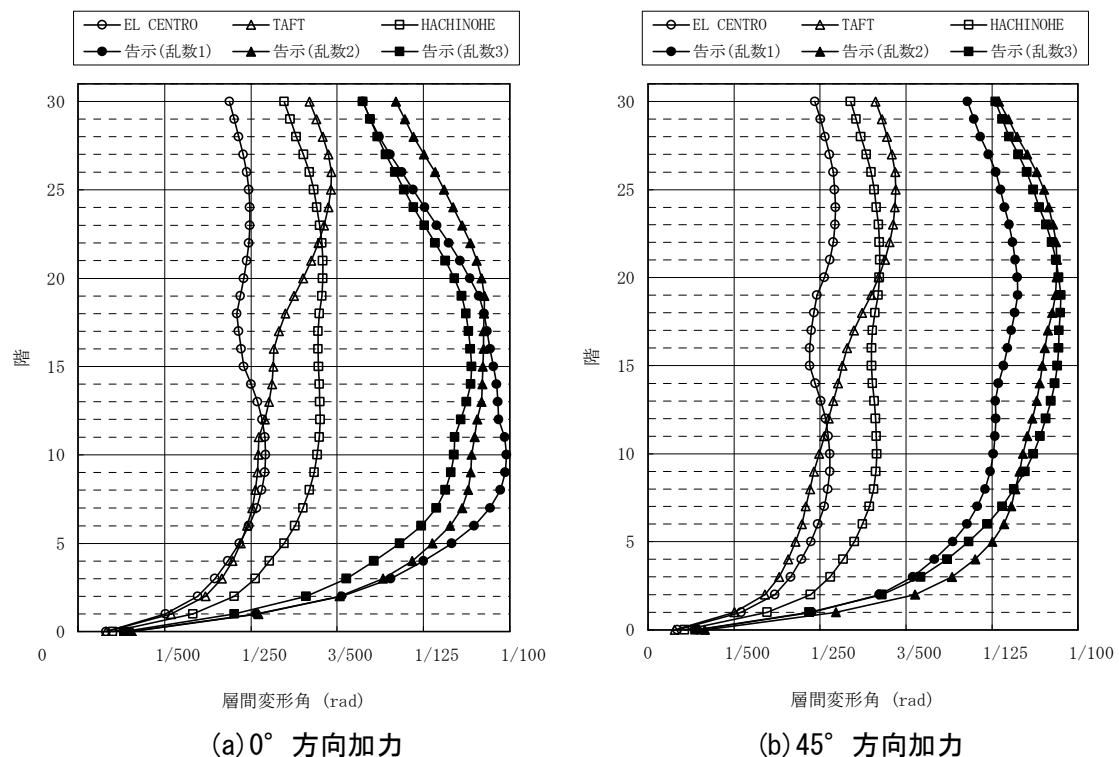


図 6.7 時刻歴応答解析による最大層間変形角（立体架構モデル case1）

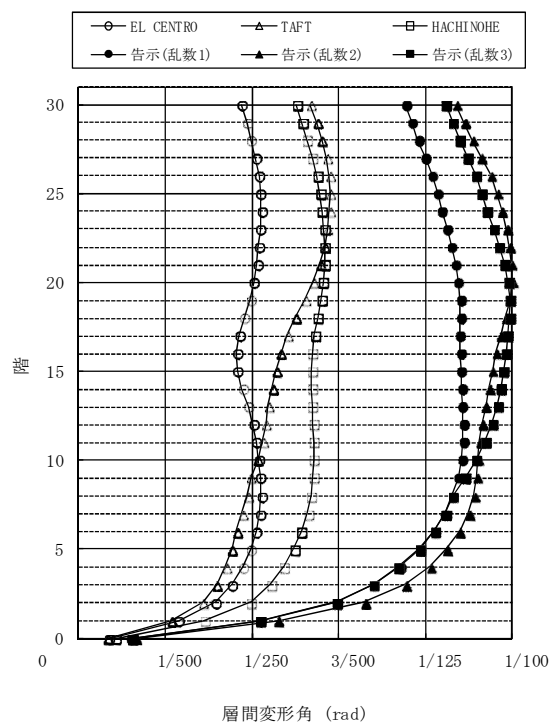


図 6.8 時刻歴応答解析による最大層間変形角
(立体架構モデル case2 , 45° 方向加力)

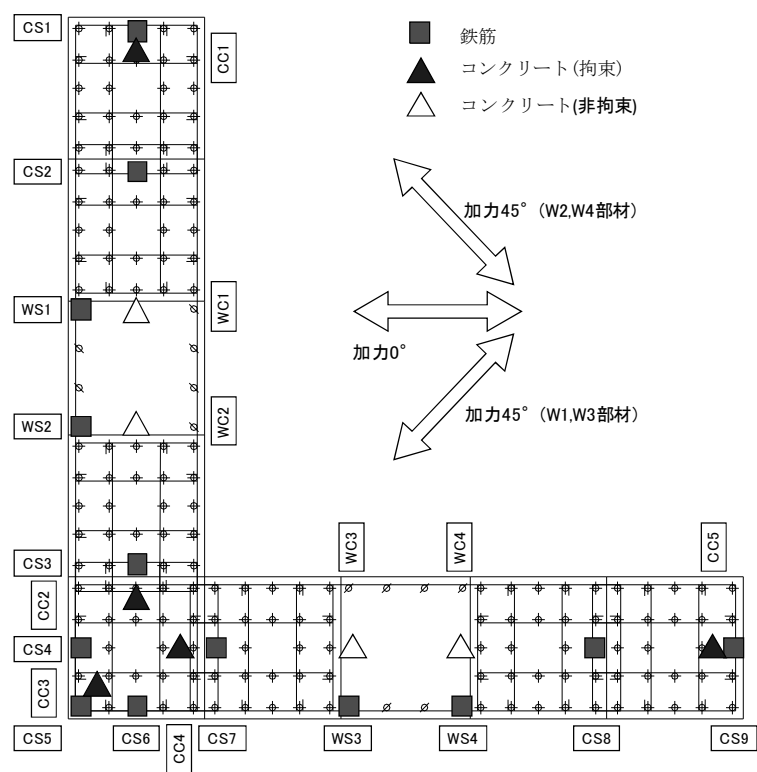
6.6.3 連層耐震壁に生じる各部の応力

本解析においては、連層耐震壁をファイバーモデルとしているため、コンクリートおよび鉄筋の応力－ひずみ関係などから、連層耐震壁脚部における各微小要素の履歴結果が得られる。図 6.9 (a) および (b) に、履歴結果を抽出した連層耐震壁部材の各微小要素位置を示す。各微小要素位置の名称については、各ケースごとに W1～W4 部材で共通としている。

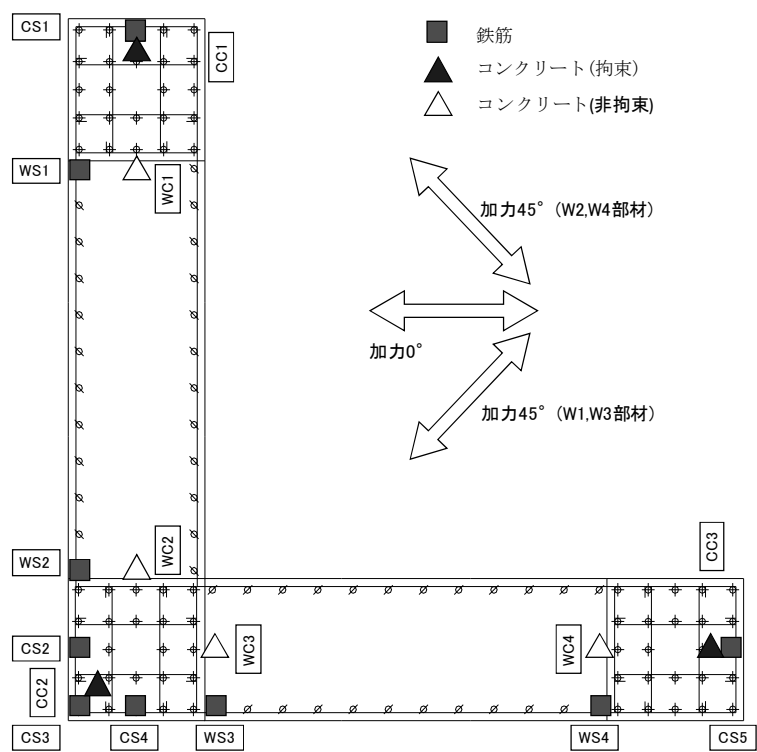
図 6.10 には、立体架構弾塑性地震応答解析における連層耐震壁の曲げモーメント (M)－曲率 (ϕ) 関係と、図 6.6 で示した片持ち部材モデルの静的増分解析結果の比較図を示す。同図より、立体応答解析の結果は、片持ち部材モデルの静的増分解析結果の曲げモーメント (M)－曲率 (ϕ) 関係上にある。また立体応答解析における連層耐震壁は、いずれにおいてもほぼ弾性域にとどまっている。

連層耐震壁の終局域までにおける曲げモーメント (M)－曲率 (ϕ) 関係を得るために、片持ち部材モデルを用いることとしたが、連層耐震壁の曲げ変形性能を簡略的に捉えるには有効な手段である。

図 6.12 (a) , (b) に、立体架構モデルにおける時刻歴応答解析によって求められた、連層耐震壁脚部における鉄筋およびコンクリートの履歴結果を示す。

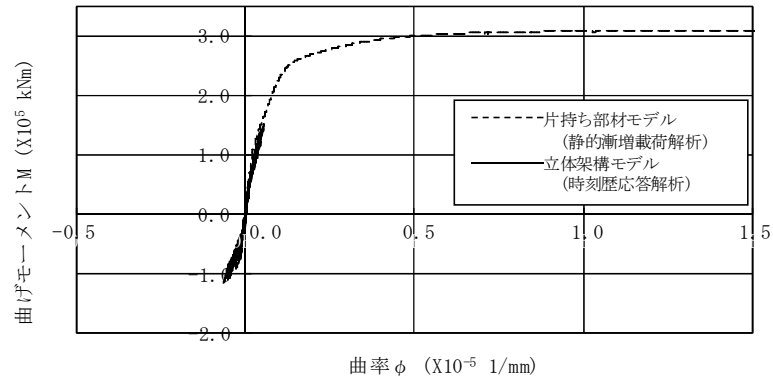


(a) case1

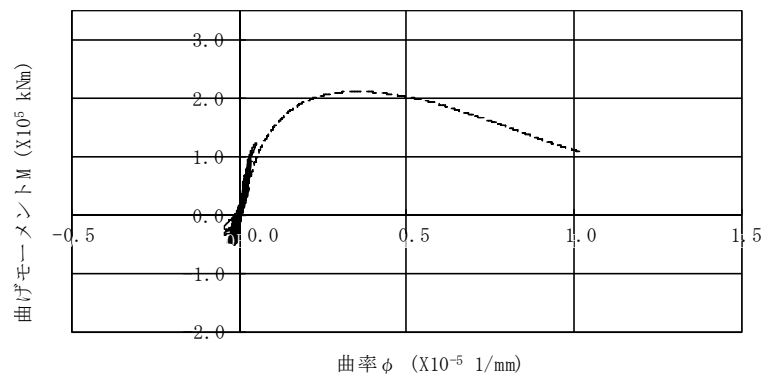


(b) case2

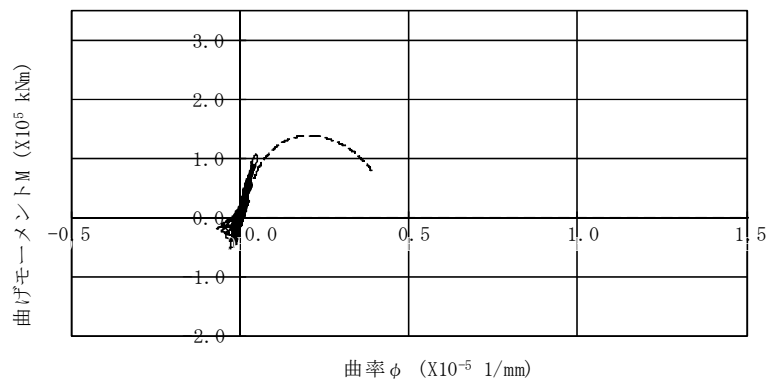
図 6.9 連層耐震壁断面 (各微小要素位置と名称)



(a) case1 0° 加力



(b) case1 45° 加力



(c) case2 45° 加力

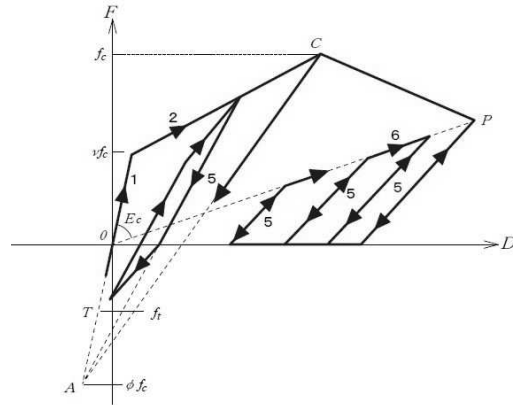
図 6.10 片持ち部材モデルと立体架構モデルの解析比較

図 6.12(a)は、case1 における 45° 方向加力の結果を示す。鉄筋については、いずれも弾性範囲内であり、設計クライテリア以下である。またコンクリートについては、同図の CC3 位置などのように、変動軸力が大きく、最も応力が厳しい条件であっても、繰返し载荷で引張側の履歴を受けるため、多少のループ形状を有するが弾

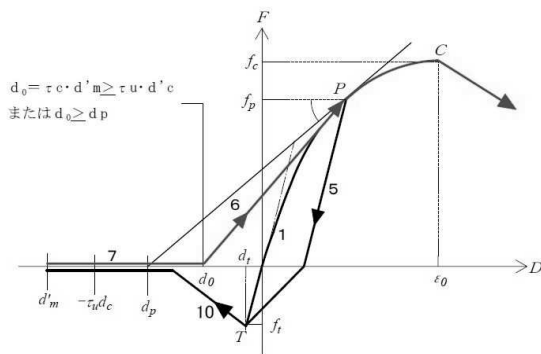
性範囲内であり，設計クライテリア以下であることが確認できる。コンクリート強度については，case1 で $F_c=60\text{MPa}$ と設定したが，図 6.12(a)における CC3 位置では，応力が 40MPa 程度であり，部分的に若干大きいものの，その他隅角部の CC2 および CC4 位置では応力が 32MPa 程度である。そのため， $F_c=48\text{MPa}$ としても短期許容応力度程度であるため， $F_c=48\text{MPa}$ でも対応できると考えられる。以上より，30 層モデルの case1 においては，計画断面にて全て設計クライテリアを満足し，十分な曲げ変形性能が保証されている。

図 6.12(b)は，case2 における 45° 方向加力の結果を示す。鉄筋については，同図に示すように，隅角部における柱型部主筋の CS2～CS4，壁板部主筋の WS2, WS3 が降伏している。しかし，ひずみにおいては CS3 の主筋位置で最大 0.27% 程度であり，いずれも設計クライテリア以下である。またコンクリートについては，変動軸力が大きく，最も応力が厳しい条件である CC2 位置において，繰返し载荷で残留ひずみが case1 の場合よりも大きい。弾性範囲内では，設計クライテリア以下であるため，コンクリート強度および横補強筋の拘束力としては問題ないが，図 6.6(b)および(c)と比較してもわかるように，連層耐震壁の曲げ変形性能としては，case2 の方が case1 よりも明らかに劣る。また図 6.6(c)で示したように，壁板部の圧縮強度時ひずみ ε_o および柱型部の主筋座屈時ひずみ ε_{BU} が生じる限界点と，立体架構弾塑性地震応答解析より得られた最大応答値との差があまり無い。ゆえに，case2 については，コンクリート強度については適切であると考えられるが，拘束範囲についてはさらに広げる必要があるものと考えられる。

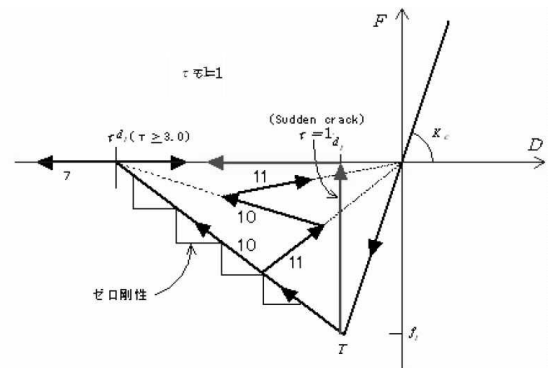
ここで，参考に本解析で用いたコンクリート・鉄筋の履歴則を図 6.11(a)～(d)に示す。



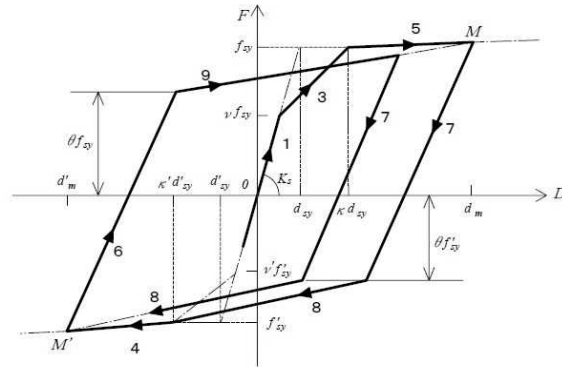
(a) コンクリート：圧縮側の除荷と再載荷の履歴則



(b) コンクリート：ひび割れが閉じる前の
圧縮側への再載荷の履歴則

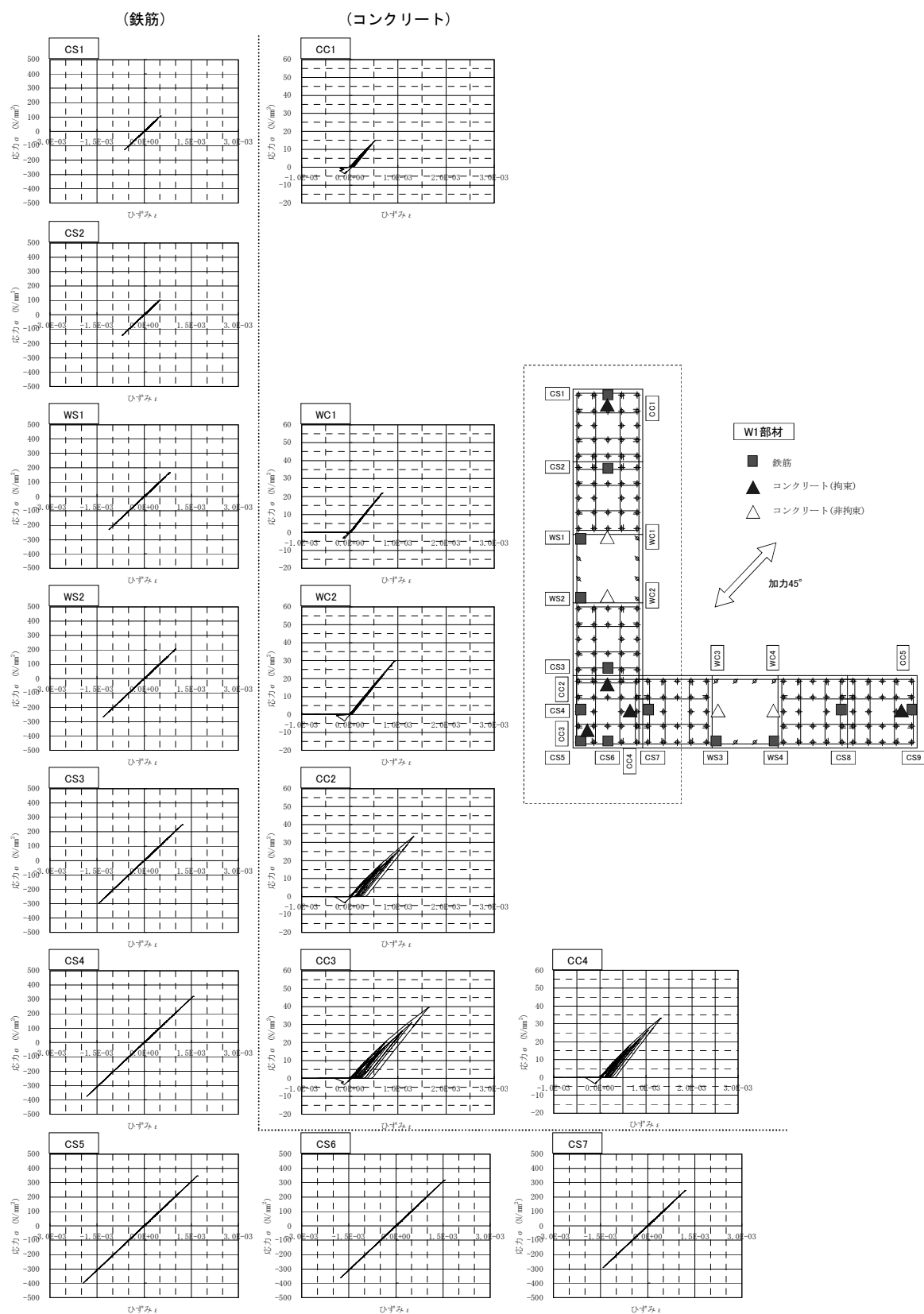


(c) コンクリート：引張側の履歴則



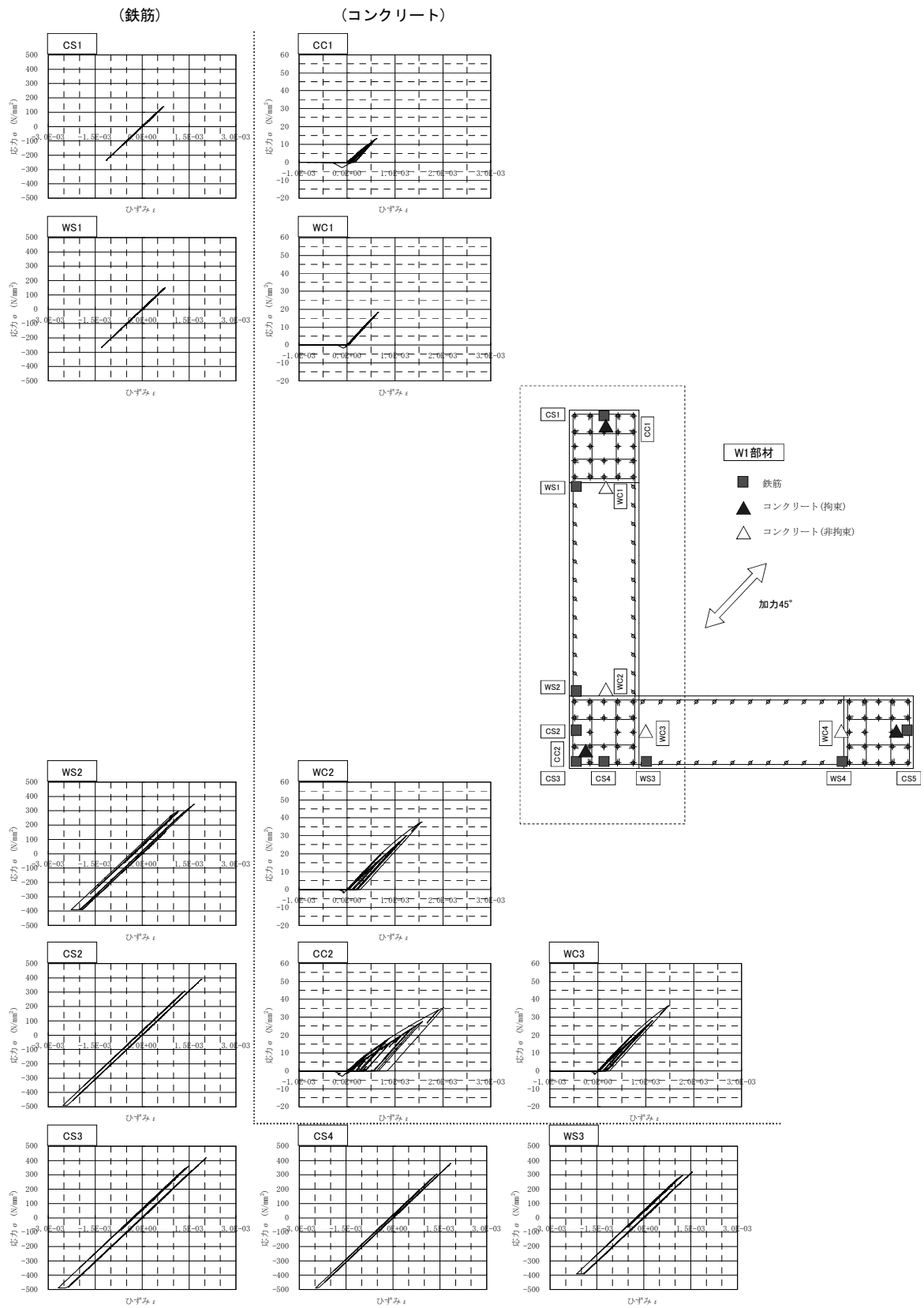
(d) 鉄筋の履歴則

図 6.11 コンクリートおよび鉄筋の履歴則



(a) case1 45° 加力 W1 部材

図 6.12 立体架構弾塑性地震応答解析における連層耐震壁の各微小要素履歴結果



(b) case2 45° 加力 W1 部材

図 6.12 立体架構弾塑性地震応答解析における連層耐震壁の各微小要素履歴結果

6-7 配筋ディテールについて

前節までの解析結果を反映し, 図 6. 13(a)～(b)に 30 層モデルの配筋ディテールを示す。

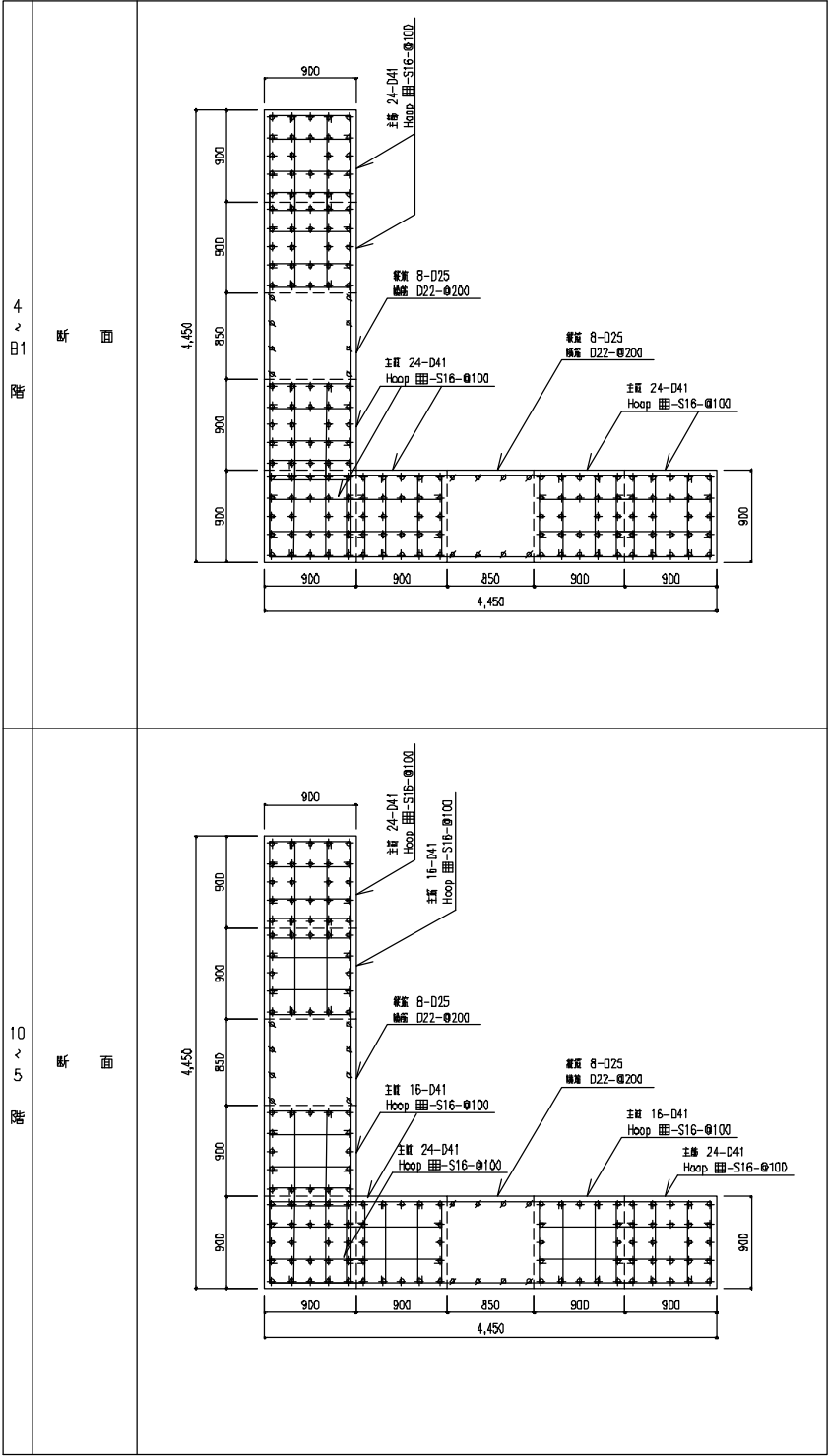


図 6. 13(a) 配筋ディテール(下層部)

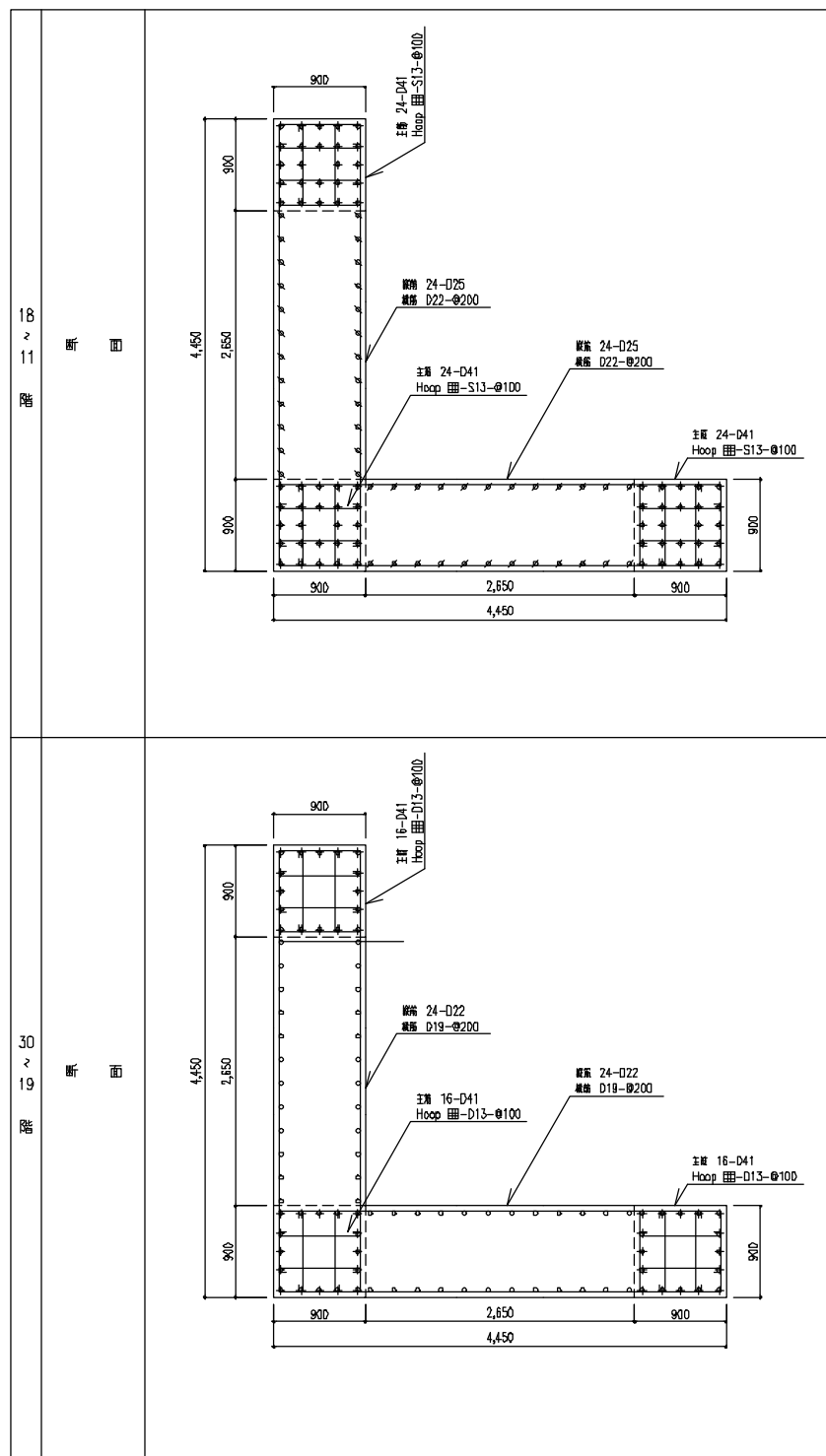


図 6.13(b) 配筋ディテール(上層部)

本章で示す解析モデル規模程度の建物においては，ケーススタディより，以下に示すような配筋ディテールを推奨できる。

鉄筋の材料強度としては，柱型部主筋を 490MPa，壁板部主筋を 345MPa，柱型部横補強筋を低層部で 785 MPa，上層部で 390 MPa，壁板部横筋を 345MPa 程度で良い。また case2 の解析結果より，柱型部の横補強筋の拘束範囲が小さいと考えられるため，case1 と同様に壁厚の 2 倍程度の拘束範囲が必要であると考えられる。連層耐震壁においては，1 階脚部において，斜め 45° 加力時に，大きな変動軸力が作用するものの，壁端部に横補強筋拘束応力 $p_s\sigma_{sy}=7\text{MPa}$ 程度の補強を行うことによって，曲げ変形性能を確保することが可能であった。柱型部主筋の座屈の影響については，中子筋を柱型部に配置することが有効である。

建物高さ方向の配筋ディテールについては，連層耐震壁の等価塑性ヒンジ長さ h_p および曲げモーメント勾配から判断することが妥当である。津田らは，連層耐震壁における等価塑性ヒンジ長さについて，柱の塑性ヒンジ領域に関する既往研究結果^{6.3)}を参考に既往耐震実験結果と計算結果の終局限界変形の対応を検討して，式(6-2)を提案している^{6.4)}。

$$h_p = 0.15(M/Q\ell) \cdot \ell \quad (6-2)$$

ここで， $(M/Q\ell)$ はシアスパン比， ℓ は両側柱芯々間距離である。式(6-2)より，等価塑性ヒンジ長さ h_p は，結局，シアスパン長さの 0.15 倍として算出されるので，図 6.5 の反曲点高さ(32800mm)をシアスパン長さとして，30 層モデルでは $h_p = 4920\text{mm}$ と算出される。これは 1 層の階高程度の値である。ただし等価塑性ヒンジ長さ h_p の評価については，十分明らかにされてはいないため，実状では十分余裕を持った配筋として設定することが望ましいと考える。高さ方向の配筋ディテールについては，今後の検討課題である。

6-8 まとめ

連層耐震壁の曲げ復元力特性の設定においては、予備解析で求めた反曲点高さを部材長とした片持ち部材モデルを用いて、静的漸増載荷解析を行うことによって、連層耐震壁の曲げモーメント(M)－曲率(ϕ)関係を求めることとした。以上より、比較的容易に、連層耐震壁の M － ϕ 関係を求めることが出来た。これにより、設計の手戻りを減らすことができる。

また、30 層建物を対象に、連層耐震壁を主要な耐震要素として組み込んだ、立体架構モデルによるケーススタディを試みた。

本解析の特徴として、連層耐震壁をファイバーモデルとし、時刻歴応答解析および静的増分解析において、連層耐震壁のコンクリートおよび鉄筋の応力状態の履歴結果を直接把握することが可能である。そのことにより、連層耐震壁の曲げ変形性能を確保するために、柱型部の主筋ひずみ、柱型部および壁板部のコンクリートのひずみが、それぞれに設定した限界点を超えないように断面を調整することができる。とくに壁板部非拘束コンクリートのひずみレベルを把握することにより、横補強筋の拘束範囲を特定することができる。また圧縮側の柱型部主筋の座屈時ひずみを設定することで、柱型部主筋の座屈という点からの横拘束筋必要量を判断でき、より合理的な配筋ディテールを提案できる。

以上より、立体架構モデルで時刻歴応答解析によって、連層耐震壁の各部が設計クライテリア以内におさまっていることを確認し、連層耐震壁の曲げ変形性能を確保するための配筋ディテールを例示した。

本解析においては、連層耐震壁部材をファイバーモデルとしているが、とくにコンクリートの応力－ひずみ関係モデルによって、部材の曲げ変形性能が左右される。曲げ圧縮部コンクリートの応力－ひずみ関係モデルについては、今後さらに精度を高めていく必要がある。

参考文献

6. 1) 中塚侑, 前川元伸, 中川裕史: 単軸単調圧縮荷重下における軸筋の座屈時ひずみ
推定式 コンファインドコンクリート内に配筋された圧縮軸筋の座屈に関する研
究 (その 2), 日本建築学会構造系論文集, No. 516, pp. 145-149, 1999. 2.
6. 2) 中塚侑, 中川裕史, 阪井由尚: 単軸圧縮応力を受けるコンファインドコンクリ
ート内に配筋された圧縮軸筋の座屈におよぼす諸要因の影響 コンファインドコン
クリート内に配筋された圧縮軸筋の座屈に関する研究 (その 1), 日本建築学会構
造系論文集, No. 497, pp. 141-148, 1997. 7
6. 3) 吉岡研三, 岡田恒男, 武田寿一: 鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研
究, 日本建築学会論文報告集, No. 282, pp. 37-45, 1979. 8.
6. 4) 津田和明, 江戸宏彰: 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の復元力特性(スケルトンカ
ープの算定法) 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の性能評価手法に関する研究(そ
の 1), 日本建築学会構造系論文集, No. 569, pp. 97-104, 2003. 7.

第 7 章 結論

第7章 結論

近年，超高層 RC 造集合住宅が多く建設されるようになってきたが，その中でも約 10 年ほど前からスケルトン・インフィル方式などを採用した設計自由度の高い空間を有する建物のニーズが高まってきている。このような建物を実現する架構形式の 1 つとして，建物のコア部分を利用し，連層耐震壁を設けた構造形式が考えられる。

本研究では，このような連層耐震壁部材の地震時における靱性能を確保するために，主にその曲げ変形性能評価および断面の配筋ディテールについての一指標を示すことを目的としている。その際，曲げ解析に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係を適切に評価することは重要となる。とくに高強度コンクリートを使用する場合には普通強度コンクリートとは異なり，圧縮強度以降は脆性的な破壊性状を示すが，横補強筋によるコンファインド効果によって，圧縮強度および変形特性は大きく改善されることが知られている。

しかしコンクリート強度，横補強筋の材料強度，拘束力，ピッチおよび形状などの組合せによって，とくに高強度コンクリートを使用した際の拘束効果については，十分には明らかされていなかった。

ゆえに，本研究の第 2 章から第 4 章では，単調単軸載荷に基づく実験から，実状の建物に使用される中高強度クラスのコンクリートおよび鉄筋材料に適用できるコンファインドコンクリートの圧縮強度・変形特性を定量的に示した。続いて第 5 章では，30 層程度の超高層 RC 造建物を対象とし，壁形状を L 型とした約 1/8 縮尺モデルの試験体の曲げせん断実験を実施した。曲げが作用する部材については，曲げモーメント勾配の影響を考慮したコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて，曲げ解析を行い，L 型形状をした連層耐震壁の曲げ変形性能評価を試みた。実験結果と解析は良好な対応を示すことができ，提案式が曲げ解析に適用可能であることを示した。第 6 章では，実構造物への適用のため，立体架構モデルによるケーススタディを行い，連層耐震壁部材の靱性能を確保するための設計手法を示し，壁端部における柱型部の拘束量，拘束範囲，主筋量などの配筋ディテールを決定する一指標を示した。

以下，第 2 章から第 6 章までの結論を，各々まとめて述べる。

第2章では、

普通強度のコンクリートおよび角形横補強筋で構成され、ほぼ同じ拘束応力分布指標 (S/D) と拘束応力指標 ($p_s\sigma_{sy}$) をもつコンファインドコンクリートにおいて、横補強筋の形状ならびにサブフープ (タイ) の詳細によって、同補強筋の拘束機構がどのように異なるかを、横補強筋の各位置の断面に作用する曲げモーメント (M)、軸力 (N) を調べることから考察した。限られた範囲内での検討であるが、本研究で得られた主な結果を以下に示す。

1. 角形横補強筋を有するコンファインドコンクリートでは、コンクリートの圧縮応力が横方向膨張変形の顕著に生ずる高レベルになると、軸力が卓越する傾向のあるサブタイの断面が先行的に全塑性状態に達する。それに起因して生じ易くなった試験体断面中央部のコンクリートの横方向変形によって外周筋の隅角部近傍の断面が全塑性化する。その結果、外周筋には伸び変形と回転変形が容易に許容される機構が生じ、横補強筋のコンクリートの横膨張変形に対する抵抗剛性がほぼ無くなる時点で試験体は圧縮強度に達する (図 2.5~2.9 参照)。
2. サブタイは溶接タイプおよびラップタイプのいずれの場合でも、サブタイ位置で生ずるコンクリートの横膨張変形を軸変形によって直接的に拘束する傾向があるため、サブタイ断面には曲げモーメントよりも軸力が相対的に卓越する (M , N) 状態が生ずる。一方、外周筋断面の (M , N) 状態は、サブタイのその横方向変形拘束作用によって曲げモーメントが減少するため、サブタイのないものに比べ軸力の卓越するものに変化する (図 2.5~2.7 参照)。したがって、サブタイ本数の増加は、横補強筋位置におけるコンクリートへの拘束力の分布状態を一様化させると同時に、横補強筋断面に作用する曲げモーメントを減少させて圧縮強度時の横補強筋軸力を増加させ、その両効果によってコンファインドコンクリートの強度・変形特性を改善する。
3. 横補強筋の形状の変化は、2. で述べたように、(1)横補強筋位置での拘束力分布状態、(2)拘束力と直接対応する横補強筋の軸力大きさに影響を与え、それによって試験体の応力度-ひずみ度関係は顕著に変化する。しかし、横補強筋が囲形状で同じとき、サブフープ (タイ) の端部詳細に起因して生ずる横補強筋の軸力大きさの差異が、試験体の応力度-ひずみ度関係におよぼす影響は小さかった。

第3章では、

コンクリート柱および梁部材などの曲げ靱性設計法の基礎資料となるコンファインドコンクリートの力学特性を、コンクリート強度が 120MPa 級および横補強筋の降伏点強度が 1300MPa 級にわたる範囲において調べ、横補強筋の拘束機構におよぼす材料強度の影響、ならびに高強度範囲にまで適用できる強度・変形特性推定式の誘導を試みた。本研究で得られた主な結果を以下に示す。

1. 高強度なコンクリートおよび横補強筋を用いた場合、コンファインドコンクリートの圧縮強度時には横補強筋が通常降伏する普通強度材料の場合と異なって、横補強筋の降伏が生じず、圧縮強度などの改善度が低下する傾向がある。この原因として、高強度コンクリートほど弾性的となって圧縮強度時の横方向ひずみが小となることが指摘できた（図 3.3 参照）。
2. コンクリートおよび横補強筋が超高強度の場合でも、伸び剛性の大きい太い鉄筋を十分多く用いれば、横補強筋は降伏し、応力-ひずみ関係も粘り強いものとなる（図 3.3(e) 参照）。
3. 横補強筋破断時の軸ひずみは、横補強筋の降伏点強度が大きくて残留均一伸びの小さい方が、また拘束応力指標が小さい方が小となる（図 3.7 参照）。
4. 高強度材料を用いたコンファインドコンクリートについても適用できる、強度・変形特性推定式を普通強度材料に対して導いた既往の推定式に、材料強度の影響を考慮する補正係数を導入することによって誘導した（図 3.8～3.10 および表 3.4 参照）。

第4章では、

円形および角形コンファインドコンクリートの強度・変形特性を、材料強度、横補強筋形状のいかんにかかわらず広範囲に算定できる推定式の誘導を試み、以下のような結果を得た。

1. コンファインドコンクリートの強度・変形特性におよぼす角形横補強筋の形状（サブタイ本数）に関する影響係数($\alpha\beta$)を誘導し、同係数を第3章の円形コンファインドコンクリートの推定式における拘束応力指標値 ($p_s\sigma_{sy}$) に乗ずることから、円形および角形コンファインドコンクリートの強度・変形を統一的に算出する推定式を導いた。
2. 提案推定式において、各種要因が特性値におよぼす影響を定量的に調べて図表化し、各種形状の横補強筋をもつコンファインドコンクリートの応力度-ひずみ度特性が同図表を利用することによって、容易に得られることを例示した。

3. 本推定式ならびに既往の主な推定式の実験結果に対する適合性を調べ、本推定式が他の式に比べ比較的良好な精度を与えることを明らかにした。

第5章では、

単軸圧縮載荷に基づくコンファインドコンクリートの圧縮強度・変形特性推定式において、圧縮破壊領域を考慮し、応力下降勾配特性に係数 η を用いる修正を行った。修正提案式は実験結果を良好な精度で推定可能であることが示された。

また、30層程度の超高層RC造建物を対象とし、壁形状をL型とした約1/8縮尺モデルの試験体の曲げせん断実験を実施した。

さらに修正提案式を用いて、L型連層耐震壁を対象とし、ファイバーモデルを用いて曲げ解析を行った結果、非拘束コンクリートに曲げモーメント勾配の影響を考慮すれば、実験結果と解析は良好な対応を示すことが確認できた。

第6章では、

連層耐震壁の曲げ復元力特性の設定においては、予備解析で求めた反曲点高さを部材長とした片持ち部材モデルを用いて、静的漸増載荷解析を行うことによって、連層耐震壁の曲げモーメント(M)－曲率(ϕ)関係を求めることとした。以上より、比較的容易に、連層耐震壁のM－ ϕ 関係を求めることが出来た。これにより、設計の手戻りを減らすことができる。

また、30層建物を対象に、連層耐震壁を主要な耐震要素として組み込んだ、立体架構モデルによるケーススタディを試みた。

本解析の特徴として、連層耐震壁をファイバーモデルとし、時刻歴応答解析および静的増分解析において、連層耐震壁のコンクリートおよび鉄筋の応力状態の履歴結果を直接把握することが可能である。そのことにより、連層耐震壁の曲げ変形性を確保するために、柱型部の主筋ひずみ、柱型部および壁板部のコンクリートの

ひずみが、それぞれに設定した限界点を超えないように断面を調整することができる。とくに壁板部非拘束コンクリートのひずみレベルを把握することにより、横補強筋の拘束範囲を特定することができる。また圧縮側の柱型部主筋の座屈時ひずみを設定することで、柱型部主筋の座屈という点からの横拘束筋必要量を判断でき、より合理的な配筋ディテールを提案できる。

以上より、立体架構モデルで時刻歴応答解析によって、連層耐震壁の各部が設計クライテリア以内におさまっていることを確認し、連層耐震壁の曲げ変形性能を確保するための配筋ディテールを例示した。

【今後の課題】

今後の課題として、連層耐震壁部材の曲げ解析を行う際、連層耐震壁部材をファイバーモデルとしているが、とくにコンクリートの応力－ひずみ関係モデルによって、部材の曲げ変形性能が左右される。本研究では、曲げ圧縮部におけるコンクリートの応力－ひずみ関係を定義するために、連層耐震壁部材の等価塑性ヒンジ長さの評価を用いている。しかし、このような連層耐震壁部材の等価塑性ヒンジ長さの評価についての研究は数少なく、不明な点が多い。その評価を用いて曲げ解析を行った結果、第 5 章で示したように、実験における縮小モデルではある程度の整合性が得られているものの、実際の建物において、同じように評価できるのかについては疑問が残る。本研究における解析では、連層耐震壁をファイバーモデルとしているが、とくにコンクリートの応力－ひずみ関係モデルによって、部材の曲げ変形性能が左右されるため、曲げ圧縮部コンクリートの応力－ひずみ関係モデルについては、今後さらに精度を高めていく必要がある。また、本研究で得た知見は試験体数も少なく、今後それらの影響について明らかにしていく必要があると考える。

発表論文

発 表 論 文

【日本建築学会論文報告集】

- 1) 高強度材料による円形コンファインドコンクリートの強度変形特性

[中塚 侑, 阪井由尚, 中川裕史, 鈴木計夫]

日本建築学会構造系論文集, No. 483, pp. 129-138, 1996 年 5 月

- 2) コンファインドコンクリートにおける角形横補強筋の拘束機構

[中塚 侑, 阪井由尚, 菅田昌広, 齋藤駿三, 鈴木計夫]

日本建築学会構造系論文集, No. 492, pp. 61-68, 1997 年 2 月

- 3) コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式

[中塚 侑, 阪井由尚, 中川裕史]

日本建築学会構造系論文集, No. 505, pp. 93-99, 1998 年 3 月

- 4) 単軸圧縮応力を受けるコンファインドコンクリート内に配筋された圧縮軸筋の座屈におよぼす諸要因の影響

[中塚 侑, 中川裕史, 阪井由尚]

日本建築学会構造系論文集, No. 497, pp. 141-148, 1997 年 7 月

【日本建築学会構造工学論文集】

- 1) 高層建築物に用いる連層耐震壁の配筋ディテールの提案

[阪井由尚, 西山峰広]

日本建築学会構造工学論文集, Vol. 57B, pp. 637-644, 2011 年 3 月

【コンクリート工学年次論文報告集】

- 1) コンファインドコンクリートの強度・変形特性に及ぼす横補強筋の形状と量の影響

[阪井由尚, 中塚 侑, 中川裕史, 鈴木計夫]

コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 16, No. 2, pp. 443-448, 1994 年

- 2) 高強度コンクリートの応力-ひずみ関係に基づく L 型連層耐震壁の曲げ耐力と変形性能評価

[阪井由尚, 西山峰広]

コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 32, No. 2, pp. 865-870, 2010 年

【日本建築学会大会学術講演梗概集】

- 1) 角形横補強筋の詳細がコンファインドコンクリートの強度・変形特性におよぼす影響

[中塚 侑, 阪井由尚, 幸風直樹, 中川裕史, 鈴木計夫, 溝口 茂]

日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 369-370, 1994 年

- 2) 高強度のコンクリートと円形横補強筋で構成されたコンファインドコンクリートの強度・変形特性 その 1 各種要因の影響

[幸風直樹, 阪井由尚, 中塚 侑, 中川裕史, 鈴木計夫, 溝口 茂]

日本建築学会大会学術講演梗概集(C), pp. 371-372, 1994 年

- 3) 高強度のコンクリートと円形横補強筋で構成されたコンファインドコンクリートの強度・変形特性 その 2 圧縮強度推定式の誘導

[阪井由尚, 幸風直樹, 中塚 侑, 中川裕史, 鈴木計夫, 溝口 茂]

日本建築学会大会学術講演梗概集(C), pp. 373-374, 1994 年

- 4) コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式

[阪井由尚, 中塚 侑, 鈴木計夫, 中川裕史]

日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 307-308, 1995 年

- 5) 圧縮・引張繰り返し荷重を受ける RC 柱主筋の座屈について

[前川元伸, 中塚 侑, 中川裕史, 阪井由尚, 溝口 茂, 鈴木計夫]

日本建築学会大会学術講演梗概集(C-2), pp. 193-194, 1996 年

- 6) 中央コア壁を有する超高層 RC 造建物の開発 その 1 28 層建物による耐震設計

[竹田史郎，豊嶋 学，白都滋，小澤潤治，阪井由尚，市川一美，仁科雄太郎]

日本建築学会大会学術講演梗概集(C-2)，pp. 387-388，2005 年

7) 中央コア壁を有する超高層 RC 造建物の開発 その 2 L 型断面耐震壁の曲げせん断実験概要

[小澤潤治，白都滋，豊嶋 学，竹田史郎，阪井由尚，仁科雄太郎，市川一美]

日本建築学会大会学術講演梗概集(C-2)，pp. 389-390，2005 年

8) 中央コア壁を有する超高層 RC 造建物の開発 その 3 L 型断面耐震壁の耐力と変形性能

[白都滋，小澤潤治，豊嶋 学，竹田史郎，阪井由尚，仁科雄太郎，市川一美]

日本建築学会大会学術講演梗概集(C-2)，pp. 391-392，2005 年

【日本建築学会大会 近畿支部研究報告集】

1) コンファインドコンクリート内に配筋された圧縮軸筋の座屈について (その 1) 円形横補強筋の場合

[孟 暁剛，中塚 侑，岩井 潔，阪井由尚，鈴木計夫，中川裕史，溝口 茂]

日本建築学会近畿支部研究報告集(構造)，1993 年

2) コンファインドコンクリート内に配筋された圧縮軸筋の座屈について (その 2) 角形横補強筋の場合

[阪井由尚，中塚 侑，岩井 潔，孟 暁剛，鈴木計夫，中川裕史，溝口 茂]

日本建築学会近畿支部研究報告集(構造)，1993 年

3) 高強度のコンクリートと横補強筋で構成されたコンファインドコンクリートの強度・変形特性

[阪井由尚，中塚 侑，鈴木計夫，中川裕史，溝口 茂]

日本建築学会近畿支部研究報告集(構造)，1994 年

Ⅱ. その他のテーマに関して著者が発表した論文

【日本建築学会構造工学論文集】

- 1) 現場打設部を異種強度コンクリートで打ち継いだハーフプレキャスト梁の逆対称曲げ挙動を模擬する等価 1 自由度モデル

[佐藤 良介, 小澤 潤治, 阪井由尚, 渡邊 高朗]

日本建築学会構造工学論文集, Vol. 56B, pp. 277-288, 2010 年 3 月

<コンクリート工学年次論文報告集>

- 1) 現場打設部に異種強度コンクリートを打ち継いだハーフプレキャスト梁の逆対称曲げ挙動の弾塑性解析

[佐藤 良介, 小澤 潤治, 渡邊 高朗, 阪井由尚]

コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 31, No. 2, pp. 49-54, 2009 年

- 2) 現場打設部を異種強度コンクリートで打ち継いだハーフプレキャスト梁の曲げ設計方法

[佐藤 良介, 小澤 潤治, 阪井由尚]

コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 33, No. 2, pp. 7-12, 2011 年

<日本建築学会大会学術講演梗概集>

- 1) 体育館増改築工事における既存 PC パイルのリサイクル利用

その 1 杭再利用の経緯と杭打ち記録の分析

[沼上清, 矢島淳二, 阪井由尚]

日本建築学会大会学術講演梗概集(B-1), pp. 553-554, 2003 年

- 2) 体育館増改築工事における既存 PC パイルのリサイクル利用

その 2 鉛直支持力特性の評価

[矢島淳二, 沼上清, 三浦正悟, 阪井由尚]

日本建築学会大会学術講演梗概集(B-1), pp. 555-556, 2003 年

3) 体育館増改築工事における既存 PC パイルのリサイクル利用

その 3 水平抵抗と健全性の評価

[阪井由尚, 沼上清, 三浦正悟]

日本建築学会大会学術講演梗概集(B-1), pp. 557-558, 2003 年

4) 塩害を受けた SRC 構造物の被害調査

[宮下真一, 瀧口克己, 木村克次, 阪井由尚]

日本建築学会大会学術講演梗概集(C-1), pp. 1075-1076, 2000 年

5) 現場打設部分に異種強度コンクリートを用いたハーフプレキャスト梁の曲げ性能 –その 1
実験計画と実験結果–

[小澤 潤治, 佐藤 良介, 渡邊 高朗, 阪井由尚]

日本建築学会大会学術講演梗概集(C-2), 構造 IV, pp. 449-450, 2008 年

6) 現場打設部分に異種強度コンクリートを用いたハーフプレキャスト梁の曲げ性能 –その 2
復元力特性に関する検討–

[佐藤 良介, 小澤 潤治, 渡邊 高朗, 阪井由尚]

日本建築学会大会学術講演梗概集(C-2), 構造 IV, pp. 451-452, 2008 年

7) 現場打設部を異種強度コンクリートで打ち継いだハーフプレキャスト梁の逆対称曲げに対する弾塑性解析

[佐藤 良介, 小澤 潤治, 渡邊 高朗, 阪井由尚]

日本建築学会大会学術講演梗概集(C-2), 構造 IV, pp. 451-452, 2009 年

8) 現場打設部を異種強度コンクリートで打ち継いだハーフプレキャスト梁の等価コンクリート強度
の拡張

[佐藤 良介, 小澤 潤治, 阪井由尚, 渡邊 高朗]

日本建築学会大会学術講演梗概集(B-1), 構造 I, pp. 255-256, 2010 年

9) 材端部 RC 造中央部 S 造で構成された複合構造梁の構造性能確認実験

[佐藤 良介, 小澤 潤治, 阪井由尚]

日本建築学会大会学術講演梗概集(C-1), 構造 III, pp. 1269-1270, 2011 年

謝 辞

本論文をまとめるにあたり、京都大学教授 西山峰広博士のご指導ご鞭撻により、研究の方向が正しく進むように懇切丁寧なご指導をいただきました。筆者が社会人で、仕事との両立を図りながら研究を進めてまいりましたが、なかなか思うように研究が進まないことをもどかしく思われたことと思います。そういう状況においても、教育に対する深い情熱をもち、温かく見守って下さり、出来の悪い筆者がこのような成果を果たすことが出来ました。ここに、心より深く感謝の意を表します。

本論文の審査においては、京都大学教授 上谷宏二博士、京都大学教授 田中仁史博士に校閲の労をお取りいただき、有益なご助言ご指導を賜りましたことに、厚く御礼申し上げます。

また筆者が学位取得を目指す動機づけをしていただいた、大阪工業大学教授 中塚侑博士から、貴重なご助言ご指導をいただきました。学生時代から現在に至るまで、公私ともに適切なご助言をしていただいたことに深く感謝の意を表します。

学生時代には学問の基礎をご教示いただき、また研究に対する熱意をもつことへの大切さを示していただいた大阪大学名誉教授 鈴木計夫博士に心から感謝いたします。

菅田昌宏博士((株)竹中工務店 技術研究所)、中川裕史氏(三菱地所レジデンス(株))には、貴重なご助言や激励のお言葉をいただきました。ここに、深く感謝の意を表します。

また筆者が所属する東急建設(株)において、沢田隆志氏(元・東急建設(株)大阪支店長)には、本研究に対する深いご理解をいただき、多大なるご支援をいただきました。齊藤駿三氏(元・東急建設(株)構造設計部担当部長)には、終始変わらぬ激励のお言葉をいただきました。佐藤良介博士(東急建設(株)技術研究所)には、本研究を進める上で、貴重なご意見をいただきました。市川一美・構造設計部長および宮崎嘉生・構造設計部第三グループリーダーをはじめとする同構造設計部の皆様には、多大なるご支援・ご配慮をいただきました。心より御礼を申し上げます。

最後に、まだ小さい子供たちがいる中で、私のわがママを快く了承し、家庭を支えてくれた妻・和美と、休日に一緒に遊んであげられなくて寂しい思いをさせたにもかかわらず、元気に明るく育ってくれている長女・京花および次女・花音からも、たくさんのパワーをもらうことで達成できたこと、深く感謝して、本論文を捧げます。